



TITLE:

# 山地河川の掃流砂に関する研究( Dissertation\_全文)

AUTHOR(S):

水山, 高久

---

CITATION:

水山, 高久. 山地河川の掃流砂に関する研究. 京都大学, 1977, 農学博士

ISSUE DATE:

1977-05-23

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.k1903>

RIGHT:

農
241 函
1-0

# 山地河川の掃流砂に関する研究

昭和52年1月

水 山 高 久

農	
241	函
1-0	

# 山地河川の掃流砂に関する研究

昭和52年1月

水山高久

## 目 次

緒 論	1
第 1 章 山地河川の流路形態と流砂形態	4
第 1 節 概 説	4
第 2 節 流路形態と流砂形態に関する実験	4
第 3 節 流路形態	6
第 4 節 流路幅および蛇行波長	9
(1) 流路幅	9
(2) 蛇行波長	11
第 5 節 河床形態	12
(1) 小規模河床形態	12
(2) 砂礫堆	12
第 6 節 流砂形態と流砂量	14
(1) 掃 流	14
(2) 急勾配水路における砂堆	18
(3) 土石流	18
第 7 節 結 語	19
第 2 章 急勾配流れの抵抗則	23
第 1 節 概 説	23

第2節	流速分布	23
第3節	抵抗係数	27
(1)	固定床における抵抗係数	27
(a)	実験の概要	27
(b)	実験の結果と考察	27
(c)	段落ちモデルによる説明	30
(2)	移動床の抵抗則	33
第4節	混合砂礫床の特性と抵抗	35
(1)	混合砂礫床の特性	35
(2)	混合砂礫床上の流れの抵抗則	38
第5節	結語	39
第3章	砂礫の移動限界掃流力	42
第1節	概説	42
第2節	従来の研究	42
(1)	次元解析的研究	42
(2)	力学的研究	44
(a)	一様砂礫の限界掃流力	44
(b)	混合砂礫の限界掃流力	46
第3節	一様砂礫の移動限界掃流力	49
(1)	実験の概要	49

(a) 実験の範囲と方法	4 9
(b) 移動限界の判定方法	4 9
(c) 河床基準面	5 0
(2) 実験の結果と理論的考察	5 0
(a) 実験の結果	5 0
(b) 理論的考察	5 2
第 4 節 混合砂礫の移動限界掃流力	5 5
(1) 実験の概要	5 5
(a) 実験水路と混合砂礫床	5 5
(b) 実験の方法	5 5
(2) 実験の結果と考察	5 8
(a) 実験の結果	5 8
(b) 考 察	6 1
第 5 節 結 語	6 3
第 4 章 掃 流 砂 量	6 7
第 1 節 概 説	6 7
第 2 節 一様砂礫の掃流砂量	7 0
(1) 掃流砂量式の検討	7 0
(2) 急勾配水路における掃流砂量	7 4
第 3 節 混合砂礫の掃流砂量	7 6

(1) 混合砂礫の停止限界掃流力	76
(2) 混合砂礫の掃流砂量式	77
第4節 混合砂礫の掃流砂量の時間的变化	80
第5節 結 語	85
第5章 砂防計画への適用	87
第1節 概 説	87
第2節 流路工計画への適用	88
(1) 流路工の幅	88
(2) 安定勾配	90
(3) 人工粗度河床	93
第3節 結 語	94
結 論	95

## 緒 論

本論文は、砂防の主たる対象の1つである山地河川における掃流砂及びそれに関連する流水抵抗、流砂現象についてその特性を明らかにし、合理的な砂防計画樹立の基礎とするものである。

我国は、国土面積の8割が山地であり、人口の増加、経済活動の活発化は、人間の生活の場を都市と並んで山地へと押し広げつつある。また、我国は災害国と呼ばれ、毎年梅雨期の集中豪雨及び台風によって多くの人命、財産が失われている。災害の形態も従来は大河川の破壊などが主であったのが、中小河川の氾濫、急傾斜地の崩壊、山地河川における土石流及び異常な土砂流出が目立つようになってきている。

これら、土砂による災害を防止するのが砂防であり、その計画、防災工事の施工などが合理的になされるように、基礎的研究を行なう事が、砂防学（砂防工学）の役割であろう。以上は、直接災害となるものについて述べたが、他にも土砂の移動による様々な現象、河床の低下、上昇、斜面侵食、土壌の流亡、貯水ダムにおける堆砂なども、ある期間を経て人間の生活に障害となるものである。これら砂防の対象となる土砂の移動現象を把握し、これに対する砂防構造物の機能を明確化する為には、流砂の量と質に関する知識が必要である。

流砂は、砂粒子が乱れによって流水中を浮遊して移動する浮遊砂と、河床に接触しながら移動し、浮遊砂より粒径が大きい掃流砂とに区別される。平野部の河川では、量的には浮遊砂が掃流砂に比べて圧倒的に多いが、山地では、掃流砂の割合もかなり多くなる。また、河床変動など、上に述べたような砂防の対象となるのは掃流砂礫であり、掃流砂研究は砂防学の主な課題の1つである。一般には浮遊砂と掃流砂は同時に存在し、互いに影響しあっているが、本論文では、浮遊砂の掃流砂に対する影響を無視している。

従来、掃流砂に関する研究は、土砂水理学の重要課題として研究が進められており、河床形態、流路形態、流水抵抗、移動限界掃流力、掃流砂量等についてかなりの成果が上がっている。山地河川に、これら従来の研究成果を適用しようとする、それらが主に平野部の下流河川を対象にしていた為に、勾配や相対水深など実験範囲及び条件が山地河川に合わないものが多い。そこで、新しく山地河川の条件範囲を含む実験を行ない、山地河川に適用できる情報、知識を整えることが必要となる。すなわち、山地河川は従来の掃流砂についての知識が適用される平野部の河川に比べて次の様な特徴を持っている。

- (1) 流路は、平水時には谷幅一杯になって流れることはほとんどなく、洪水時においても一杯にならないことがある。
- (2) 河床材料の粒度分布の範囲が非常に広い。特に大きな礫が多数存在する場合も多く、洪水時でも水深が河床砂礫のオーダーであることが多い。
- (3) 河床勾配が急である。



(4) 流量の変動幅が大きい。

(5) 河川上流部では、土砂生産が確率的、また突発的で流砂量と洪水流量に1対1の対応関係のないことも多い。

以上の様に、山地河川は緩勾配の平野河川に比べて多くの特徴を有している。また山地河川では、縦断方向に河床が階段状になることが報告されており、流砂に対しても影響を与えると考えられるが、ここでは取り扱わない。この様な特徴の1部を取り上げて検討を加えた研究もなされている<sup>1),2)</sup>が、いまだ十分とは云えないようである。そこで、本論文はこれらの特徴をふまえて、従来の緩勾配の研究成果を参考に、掃流砂及び、それに関連する事項について考察を加え、現象を明確にし現象に関するパラメーターを明らかにして、その関数関係については実験的及び理論的に考察するものとする。

適用する対象によって具体的な手順は異なるが、河床材料、河床勾配が与えられている河川で、種々の流量に対して流砂量を知ろうとすれば、まず流路形態及び、流砂形態を知り、水深を抵抗則から求め、最後に掃流砂量を求めることになる。

本論文もこの様な手順を念頭においてすすめることにする。まず第1章で、山地河川の流路形態と流砂形態について考察する。流路の形態としては、蛇行など平面的なものと河床形態のような2次元的なものを含み、流砂形態としては土石流や掃流があるが、これらの領域区分を行ない、本論文の研究対象である掃流砂の範囲を明確にする。また、流路幅、流砂の縦渦、流れの縦渦についても考察する。

第2章では、掃流砂を考える際に基礎となる流水抵抗、特に勾配の急な水路における流速分布、抵抗係数の変化特性を実験的、また理論的に検討する。また混合砂礫床の特性、その抵抗についても実験的に検討する。

第3章では工学的意義があり、また掃流現象の下限を規定する移動限界掃流力について考察し、一様砂礫及び混合砂礫の移動限界に対する勾配、相対粗度、粒度分布の影響を明らかにする。

第4章では一様砂礫及び混合砂礫の掃流砂量について考察する。新しい理論を展開して掃流砂量式を誘導し、その妥当性を実験によって示す。また、この式で急勾配の実験結果を説明する。最後に、実際河川における掃流現象についても考察する。

第5章では、第4章までの基礎的研究を砂防計画、特に流路工計画に適用する方法、手順を示し、具体例をあげて説明する。

以上の結果を要約して結論とする。

本論文によって、山地河川における掃流砂の特性及びそれに関連する流れの抵抗特性が明らかとなる。

## 参 考 文 献

- 1) 岩垣雄一, 土屋義人: 雨水流による土砂のはく離と輸送について, 土木学会論文集, 第51号, 昭32年, pp. 34-40.
- 2) 土 屋 義 人: 地面浸食に関する二, 三の水理学的考察, 土木学会論文集, 第59号, 昭33年, pp. 32-38.

# 第 1 章 山地河川の流路形態と流砂形態

## 第 1 節 概 説

河床勾配および河床材料の粒度分布が判っていて、ある流量に対して水深、流砂量を求めようとするれば、流路形態、流砂形態を知ってそれにあった抵抗則、流砂量式を使用しなければならない。

流路形態はそのスケールにより、流域の流路網と河道および河道内の流路形態の二つに大別される。<sup>1)</sup>工学的に河川を取扱う場合には、河道の位置は与えられている事がほとんどであるので、ここでは主に河道内の流路形態について述べる。また流砂形態については、直線の一様水路内の流れに限って議論する。

我国の平野部の河川はほとんどの場合しっかりした堤防護岸で護られており、洪水時にはその拘束された河道内全幅にわたって流れが生ずるから、既成の河道における流れを考える時には流路形態というものを考える必要はそれほどなかった。もちろん新しい河道計画を立てる場合には、堤防護岸の安全性、低水路維持の難易等河川がそれ自体でとろうとする流路の形態に関する知識が必要となることはいうまでもない。一方、山地の河川とくに谷の全幅が河道部になっているところや、扇状地の河川などは、水路の幅が広く洪水時においても水は水路全幅には存在せず、流路は水路内で蛇行することが多い。こういった流れに対して、水路幅をあまり狭く規定すると、土砂の移動が盛んであるので河床は上昇し、溢水する危険がでてくる。また河床勾配が数度以上になると、流砂の形態として各個運搬の場合や、集合運搬、いわゆる土石流の場合があらわれる。このように山地河川では、平野部の河川に比べて、流路形態や流砂形態に関する知識がより必要であるが、その領域区分法や個々の特性については、あまり明らかになっていない。

そこで本章では、急勾配の水路における流路形態および流砂形態について、実験的に検討することにする。すなわち、従来、緩勾配河川に適用されている流路形態や河床形態の領域区分および自然に形成される流路幅についての regime theory の適用性が、急勾配で粒径の大きい流れでは、どのようになるかを検討するとともに、急勾配の流れに特有の流砂形態についても言及する。

## 第 2 節 流路形態と流砂形態に関する実験

実験に用いた水路は、幅39cm、長さ20mの鋼鉄製水路で、チェーンブロックにより、0°～30°の間で勾配を変えることができる。水路幅を変えるために、さらにこの水路の内に、水路幅がそれぞ

れ15cm, 29.5cmの2種類の鋼鉄製水路をはめ込んで使用した。実験材料としては、図-1.1に示すような粒度分布の、4種類の自然砂礫を用い、1種は様な砂礫で、他の3種類は、比較的広い粒度分布を有する混合砂礫である。

実験は、上下流端に土砂止を設け、砂を $D_0$ の厚さに敷き、上流端より一定の流量を与えるという方法で行なった。通水時間はほとんどの場合30分とし、この間に流路幅、水位、河床高、流砂量を適宜測定した。流路幅は25cm程度の間隔でスケールを用い、水位はポイントゲージ(

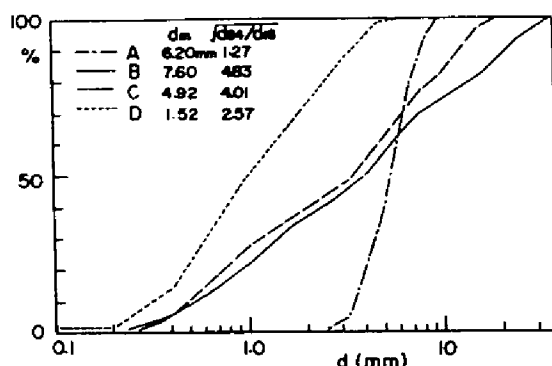
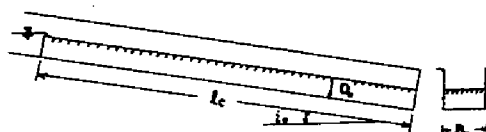


図-1.1 実験砂の粒度分布

1/10mm読み)で、また河床高は河床面に接したことを電氣的に知ることのできるポイントゲージを用いて測定した。流砂量は適当な時間間隔で、水路下流端において採砂箱を用いて測定した。流れが通水後どのような時間で安定するかということは、測定された流路が、与えられた条件に対して selfformed なそれになっているかどうかを知る点から重要である。本実験では勾配が1/50~1/4と急なために、流れの集中する場合でも30秒から1分の間に安定し、測定値については、時間的なトレンドは見出されず、平衡状態に対する値と考えられる。実験条件をまとめて、表-1.1に示す。まず、幅29.5cmの水路と材料A, Cを用いて、流路形態および流砂形態の領域区分に必

表-1.1 実験条件

NO.	B.	$L_0$	$D_0$	$I_0$	material
1	29.5	9.8	15	1/50~1/4	A B C
2	39.0	9.0	12	1/20, 1/10	D
3	15.0	9.0	12	1/20, 1/10	C D



要な資料を得る実験を行なった。つぎに流路の幅について、表-1.1の他のケースについて実験を追加した。

つぎに、流砂形態に関する実験として、流砂の横断分布に関する実験を行なった。流れが水路一杯に存在する時に、掃流砂は横断方向に様に分布するものであろうか。従来の観察によると、縦筋と呼ばれる掃流砂の筋が河床に形成されることが報告されている。<sup>2)</sup> 著者の観察においても、移動しない粒子の存在するような河床で細かい粒子が移動する際に、この縦筋が顕著に観察され、砂粒の移動が全粒径範囲に及ぶような場合には、観察されなかった。この縦筋は、水流の渦によって形成されることが考えられ、これが現在とはともかく、将来流路横断形の有力な鍵になるかもしれないと考え、固定床上で実験を行なった。

水路は幅19.8cm, 長さ9mの鋼鉄製水路で、粒径4.06mmの様な砂を、2粒厚にニス付けして固定床とした。このような固定床の上流端より、平均粒径2.48mmの混合砂礫を、スパイラル式給

砂装置によって給砂した。水路勾配は、 $\sin \theta = 0.0255$  および  $0.05$  の 2 種類である。水深はポイントゲージで、流量は三角堰によって測定した。流砂量は、下流端で、幅  $2\text{ cm}$  ずつに仕切られた採砂箱によって測定し、横断分布が判るようにした。また観察によって、流砂の縦筋の本数をかぞえた。

次節以降で、得られた結果についての考察を行なう。

### 第 3 節 流路形態

第 2 節に述べたような実験を行なったが、その結果をどのように分類するか、またどのような量をパラメーターとして選択するかが問題である。図-1.2 は、Leopold と Wolman<sup>3)</sup> が、合衆国と

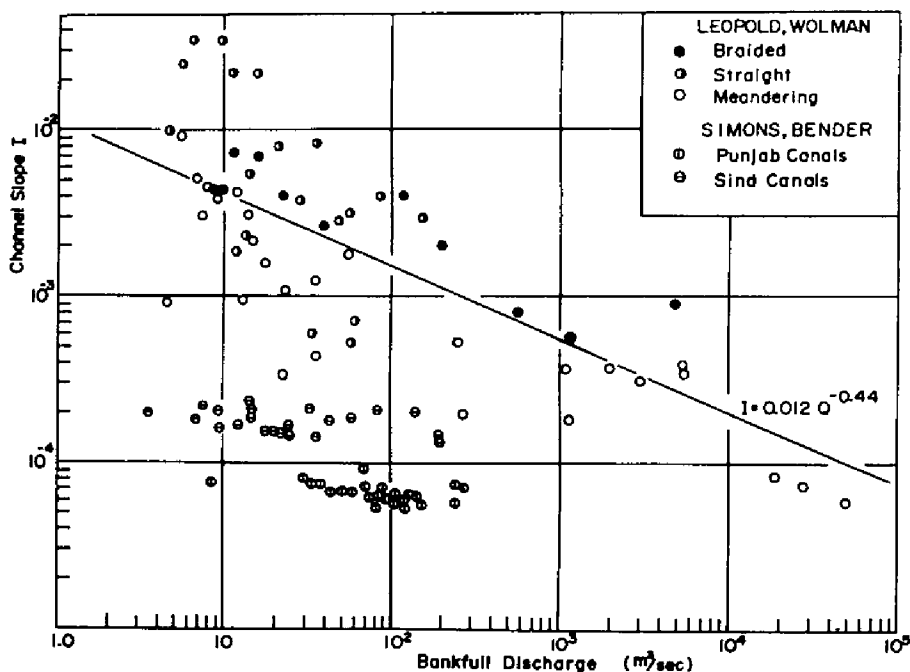


図-1.2 Leopold, Wolmanによる流路形態の領域区分

インドの自然河川の資料を用いて、流路形態の領域区分を行なったものである。流路形態は、勾配と流量の平面において、直線水路 (Straight)、蛇行流路 (Meandering) および網状流路 (Braided) に分類されている。これでは、勾配が  $0.03$  程度までのプロットがあるが、本論文が対象にしているのは勾配がほぼ  $0.01$  以上であって、図-1.2 の左上方にはずれる部分である。そこで、ここでも実験結果を勾配と流量の平面に表し、領域を区分することにする。図-1.3 (a) に材料 A、(b) に C に対するものを示し、以下に各領域について、その特性と、現象を支配するパラメーターについて説明する。

領域Ⅰ：この領域は、表面流が発生しない領域である。表面流が発生するのは、流量が河床砂礫層の飽和浸透流量を越える場合である。流れがDarcy則に従うとすれば、同じ河床材料に対する浸透流量は、勾配に比例して増加するはずであり、その上限の流量は、透水係数をKとして、

$$Q = K i_0 B_0 D_0 \dots (1.1)$$

で与えられる。ここに、 $i_0$ ：河床勾配、 $B_0$ ：水路幅、 $D_0$ ：河床材料の厚さである。透水係数は、Hazen<sup>4)</sup>によって、

$$K = C d_{10}^2 \text{ (cm/sec)} \dots (1.2)$$

のような実験式が提案されている。ここに $d_{10}$ ：粒度加積曲線による10%粒径である。ここで用いた実験砂について、 $C = 100$ として

(1.2)式による透水係数と実測の透水係数の平均値を表-1.2に示す。これによると、実測値と計算値はオーダー的に一致しており、(1.1)式によって表面流発生限界が推定できることがわかる。ただし実際に溪谷の浸透流量を算定しようとする、(1.1)式中の $D_0$ の推定が困難なこと、および河床堆積物の下面と側面における水の出入が問題となる。

領域Ⅱ：この領域は、表面流はあるが、砂礫を移動させるには不十分である場合である。その流量の上限は、移動限界掃流力に対応する流量で与えられる。図-1.3(b)では、領域ⅡをさらにⅡa、Ⅱb、Ⅱcに分類した。領域Ⅱaは、混合砂礫の全粒径が移動しない状態である。領域Ⅱb、Ⅱcは混合

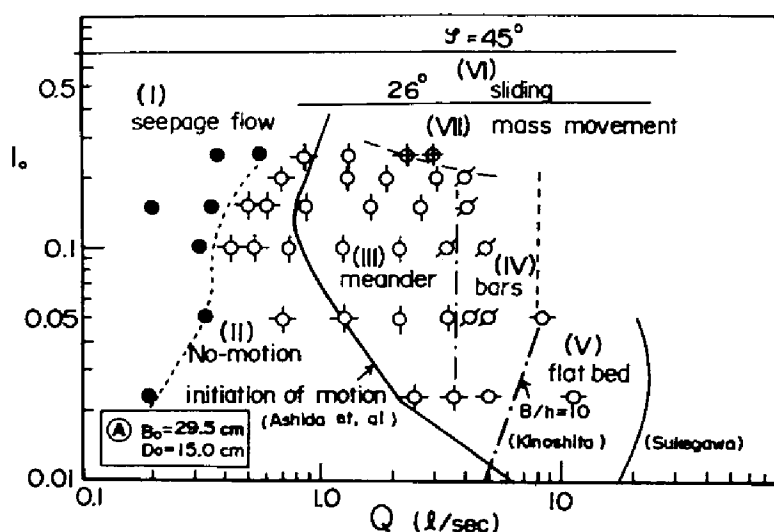


図-1.3(a) 流路形態（一様砂礫の場合）

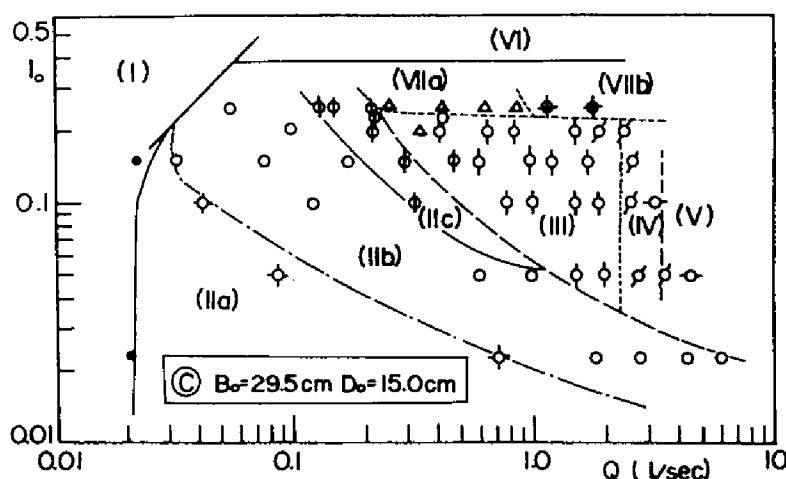


図-1.3(b) 流路形態（混合砂礫の場合）

砂礫の中で大きい粒子が移動しない状態である。Ⅱbは水が水路幅全面にあって、細粒のみが移動し、アーマーコートが形成される領域である。ⅡcはⅡbよりも掃流力が大きくて、網状の流路が形成される領域である。このⅡcの網状流路は、Ⅱbと蛇行流路(Ⅱd)との中間的な現象で、その領域界はあまり明確でない。

表-1.2 透水係数

MATERIAL	d <sub>10</sub>	K(Hazen)	K(Observed)
A	3.5 mm	12.3 cm/sec	5.83 cm/sec
B	0.65	0.42	—
C	0.50	0.25	0.34
D	0.32	0.10	—

Ⅱの各領域の区分は、一様砂礫および混合砂礫の移動限界掃流力によって決まり、第3章において具体的に検討する。

領域Ⅱ：ここでは、通水と同時に流れの集中が生じ、流れが水路内で蛇行する。これは、流れが自らとる流路、すなわち self-formed な流路幅(B)が、水路幅(B<sub>0</sub>)よりも小さい範囲でおこる。

領域Ⅲ：ここでは、水は水路全幅にわたって存在するが、主流は蛇行し、砂礫堆(Bars)が形成されている。

領域Ⅳ：領域Ⅲの場合よりもさらに流量を増加させると、砂礫堆は flash され、河床形態が2次元になる。一般には、種々の河床波が形成される領域であるが、本実験では、平坦河床(Flat Bed)であった。

領域Ⅴ：これは、斜面崩壊の生じる領域である。その勾配の上限は、材料が非粘着性物質の場合には、河床砂礫の静止摩擦角に一致し、本実験の場合には45°がそれにあたる。また勾配の下限は、無限斜面において、斜面に平行に飽和した浸透流のある場合の安定限界で与えられる。非粘着性物質では、この勾配θは、

$$\frac{C_* (\sigma/\rho - 1)}{C_* (\sigma/\rho - 1) + 1} \tan \varphi < \tan \theta \quad \dots \dots \dots (1.3)$$

で与えられる。ここに、σ：土粒子の密度、ρ：水の密度、φ：土の内部摩擦角、C\*：河床材料の体積濃度である。いま、φ=45°、σ/ρ=2.60、C\*=0.6とすれば、θ=26°となり、φ=35°とすれば、同じくσ/ρ=2.60、C\*=0.6として、θは約19°となる。河床勾配がこの勾配よりも急であれば、表面流の発生する前に、地下水位の上昇に応じて土砂の移動が起きる。

領域Ⅶ：ここでは、表面流がある状態で集合運搬がおこる、いわゆる土石流の領域である。この領域の下限は、土石流発生限界と呼ばれている。

混合砂礫では、この領域ⅦをさらにⅦaとⅦbに分ける必要がある。Ⅶbは段波状の土石流が発生する領域であり、Ⅶaは、河床が水路の縦断方向に波状を呈するものである。ⅦaはⅦbよりも流量が小さい場合に見られ、勾配の下限もⅦbより少し小さい。この現象を急勾配水路における砂堆と呼び、その特性については、本章第6節に述べる。

実験結果より、流路形態を以上のように分類した。ここで材料AとCは平均粒径がほぼ同じであるので、全流量から浸透流量をひいた流量を横軸にとって、図-1.3の(a)と(b)を同じ図の上に表わすと図-1.4のようになり、それぞれの領域はよく一致することがわかる。本論文の第2章以降は、 $B = B_0$  の場合について議論しており、この領域区分でいえば領域のⅢとⅤである。

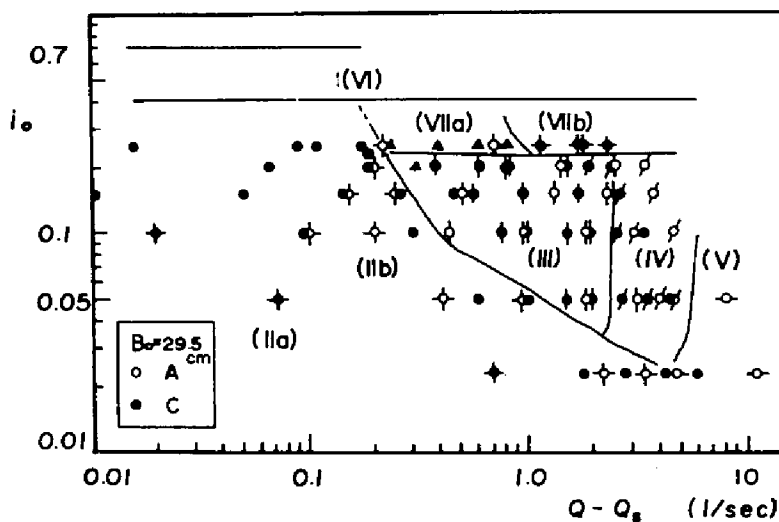


図-1.4 流路形態

## 第4節 流路幅および蛇行波長

### (1) 流路幅

流路形態の区分において、限られた水路幅の中で流路が蛇行するかどうかは、self-formed な流路のとり流路幅と水路幅の大小関係で決まる。

そこで、材料を変えて、流路幅と流量の関係を調べたのが図-1.5である。ばらつきは大きいですが、流路幅に対して勾配や材料は支配的ではなく、主に流量によって決まるようにみえる。このような Regime にある流路幅と流量の間には、従来、幅(B)が流量(Q)のほぼ $1/2$ 乗に比例するとい



う関係が多く示されている。  
この法則を説明しようとする  
試みは、Lane<sup>5)</sup>, Henderson<sup>6)</sup>,  
Simons と Albertson,<sup>7)</sup>  
Blench<sup>8)</sup> などによってなさ  
れてきたが全て不成功に終っ  
ている。また、Leopold<sup>9)</sup> は  
エントロピーの概念を導入し  
て、 $BOQ^{1/2}$  を説明してい  
るが、熱力学におけるエント  
ロピーと流れとのアナロジー  
が明確でない。

ここでは Regime theory  
に対して集められた資料<sup>10)</sup>に

著者の実験その他<sup>11)</sup>でできるだけ広い勾配、流量、材料にわたって資料を追加して、従来緩勾配河川に対  
して求められている Regime theory が本論文で対象としているような、急勾配で相対粗度の大き  
い流れにまで適用できるかどうか調べてみたのが図-1.6である。これにより勾配、材料の粒径  
および粘着性、非粘着性に無関係に、流路幅は流量の  $1/2$  乗に比例し、しかも比例定数がほぼ等  
しいことがわかった。経験式として表わすと、 $m - sec$  単位で、

$$B = 3.5 \sim 7.0 Q^{1/2} \quad \dots\dots\dots (1.4)$$

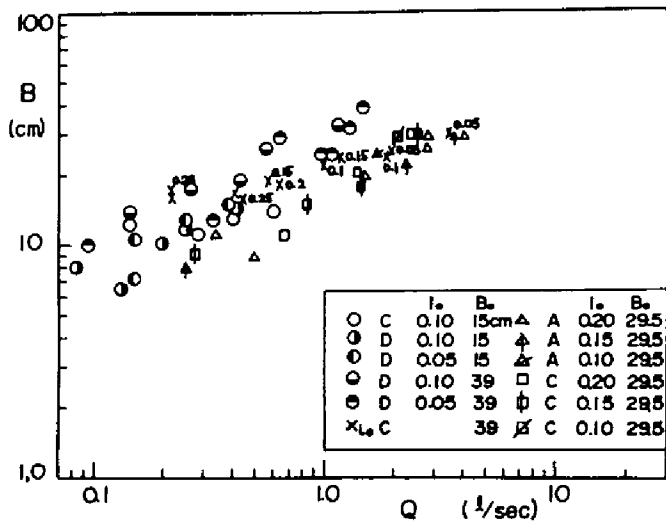


図-1.5 流路幅と流量の関係

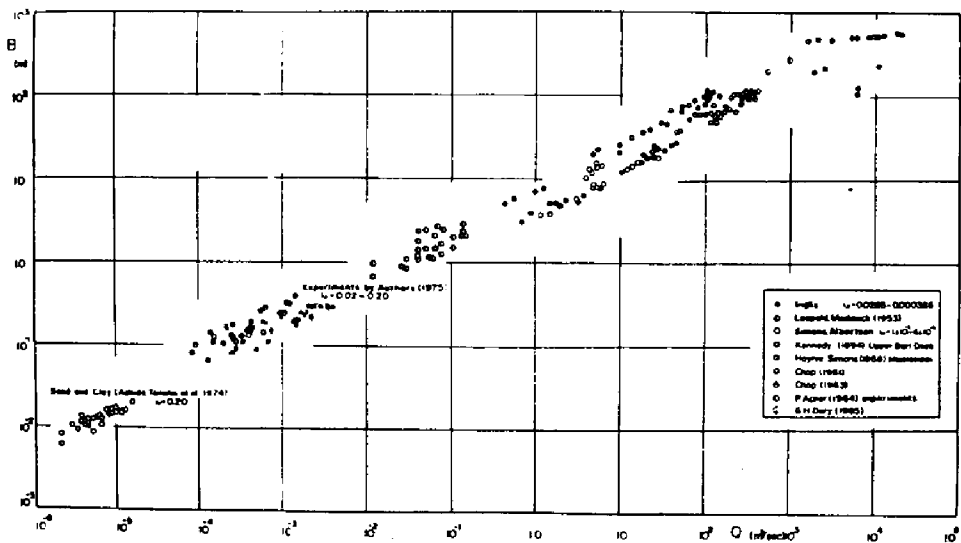


図-1.6 流路幅と流量の関係

となる。このように流量に対して幅が一義的に決まると、与えられた水路内に蛇行流路の形成される流量が求められる。

## (2) 蛇行波長

蛇行に関連してその特性量の1つである蛇行波長 $L_B$ について考察する。Regime theoryによれば、蛇行波長も流量の0.46～0.62乗に比例<sup>12)</sup>し、図-1.7のように、 $L_B = 10 \sim 11B$ という関係<sup>12), 13)</sup>がある。一方蛇行の成因に関する考察から、Anderson<sup>14)</sup>は、

$$\frac{L_B}{\sqrt{A}} = 72 F_r^{1/2} \quad \dots (1.5)$$

を提案し、実験値と $F_r = 0.04 \sim 1.2$  でよく適合するとしている。ここに $A$ ：流水断面積、 $F_r$ ：フルード数 $(= \frac{U}{\sqrt{gh}})$ 、

$U$ ：平均流速、 $g$ ：重力の加速度、 $h$ ：水深である。 $A=Bh$ として(1.5)式を変形すると、

$$\frac{L_B}{B} = 72 \left( \frac{h}{B} F_r \right)^{1/2} \quad \dots (1.6)$$

となる。そこで著者の実験で得られた $L_B/B$ を、 $\frac{h}{B} F_r$  に対し

て示すと図-1.8のようになり、ばらつきは大きい(1.6)式よりも、 $L_B \approx 10B$ の傾向を示している。この関係は、氷の上の水流についても成立しており、<sup>15)</sup> 先の流路幅とも含めて非常に興味ある事実である。

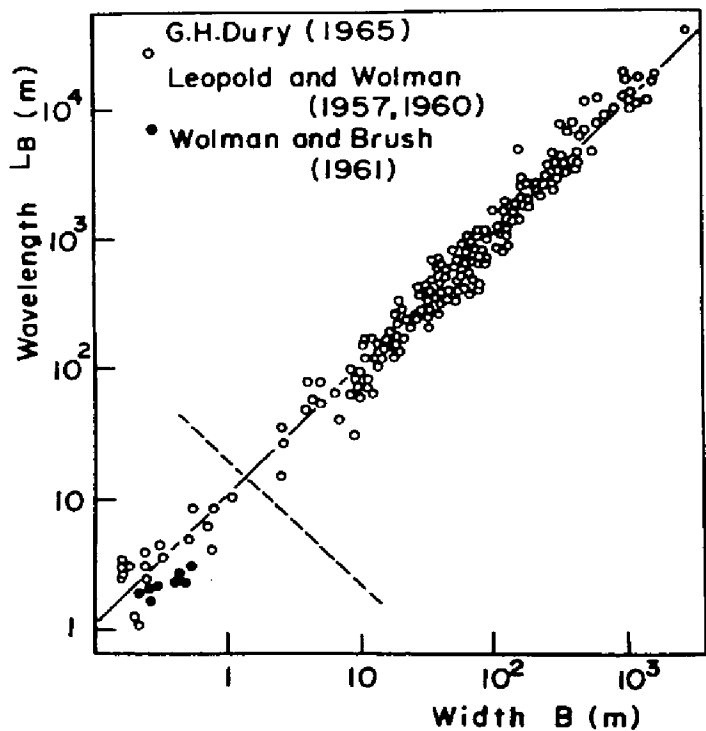


図-1.7 蛇行波長と流路幅の関係

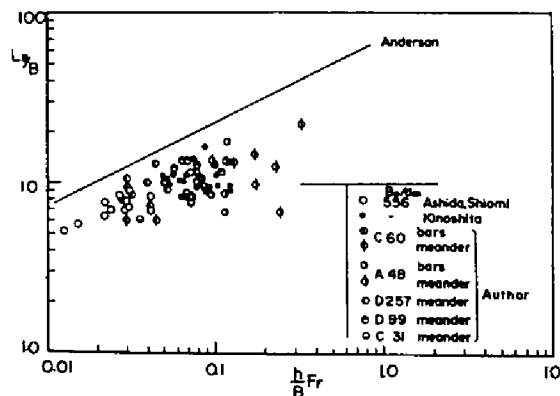


図-1.8 蛇行波長

## 第 5 節 河床形態

### (1) 小規模河床形態

移動床水路では水理条件と河床砂礫の特性に応じて、各種の河床形態が発生し、抵抗係数や流砂量ならびに流路変動に支配的な影響を与える。なぜ河床波が発生するのか、どのような形状になるのか、また水理量とともにどのように変化するのかなど、興味ある問題は多くあるが、ここではどのような種類があって、どのような条件下に発生するのかについてのみ述べることにする。

まず、河床形態の分類であるが、土木学会水理委員会河床形態研究部会によって、砂漣 (Ripples), 砂堆 (Dunes), 反砂堆 (Antidunes), 平坦河床 (Flat Bed), 遷移河床 (Transitio) といった小規模河床形態と、砂州 (Bars) の中規模河床形態に分類されている<sup>16)</sup>。

どのような条件において、どのような河床形態が現れるかといういわゆる領域区分については、多くの実験資料と半理論的考察によって研究が進められている。たとえば図-1.9は、Garde と Raju<sup>17)</sup>および芦田、道上<sup>18)</sup>による区分図である。これからわかるように、本研究が主に対象としているような、相対水深

$R/d = 1 \sim 10$ , フルード数  $Fr > 1$ , 勾配  $0.2 > I > 0.01$  に対しては情報がほとんどない。しかし芦田および道上は、抵抗を予測するという観点からは、河床形態を Lower Regime と Upper Regime に区分して考えればよいとしており、河床波安定理論の解析結果を参考にして  $Fr \geq 0.8$  を Upper Regime としている。

これに従えば本研究の範囲は、

ほとんど Upper Regime である。また本実験および本論文中の他の実験においても、Bars の形成はあるが Dunes や Antidunes はみられず、河床形態は Flat Bed である。

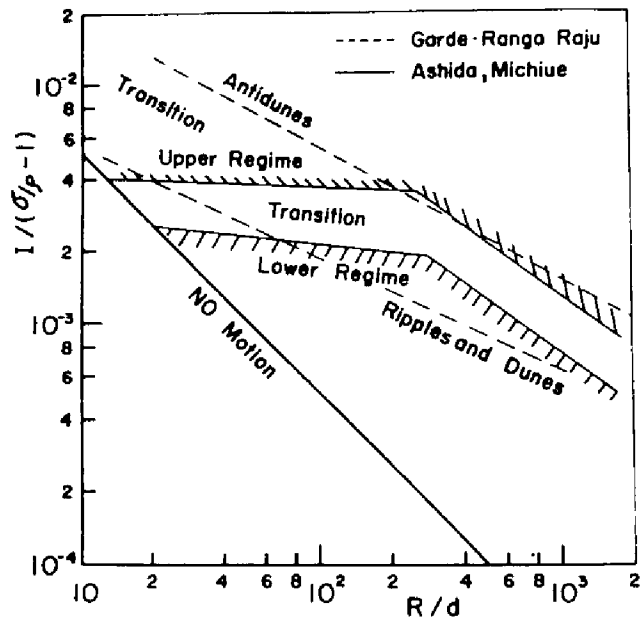


図-1.9 河床形態の領域区分

### (2) 砂礫堆

砂礫堆は、上において砂州と呼ばれていた中の、交互砂州 (Alternating Bars) に分類されるものである。砂礫堆は流心が蛇行する現象で、単列の砂礫堆では左右に深掘れができる。条件によっては、複列の砂礫堆が形成されることもある。これらについては木下<sup>19)</sup>その他によって多くの実

験がなされており、木下は砂礫堆の形成条件について、水路幅が水深の10倍以上 ( $B/h > 10$ ) あるときとしている。

油田<sup>20)</sup>は河床形態を、タイプ1 (複列砂礫堆)、タイプ2 (明瞭な前縁を有する交互砂礫堆)、タイプ3 (前縁の不明瞭な交互砂礫堆)、タイプ4 (砂礫堆が形成されない。)に分類し、摩擦速度と限界摩擦速度の比  $U_* / U_{*c}$  および勾配( $i$ )、水路幅 ( $B$ )、水深( $h$ )による無次元量  $iB/h$ によって領域を区分している。これによると砂礫堆の形成されない領域は、

$$U_* / U_{*c} > 10 (i \cdot B/h)^{1/3} \quad \text{--- (1.7)}$$

とあらわされる。なお油田は、 $i \cdot B/h$ を河道形状示数と呼んでいる。また黒木ら<sup>21)</sup>もほぼ同様の結果を報告している。

鮭川<sup>22)</sup>は砂礫堆の形成限界を、砂礫堆は掃流力が小さく、水深が小さい場合に形成されるとして、

$$R/B \geq 5 \left( \frac{U_*^2}{gB} \right)^{2/3} i^{-1/3} \quad \text{..... (1.8)}$$

で与えた。(図-1.10) 図-1.3(a)に鮭川による形成限界と、木下のそれを示す。砂礫堆が形成されているかどうかの判定法があいまいであるが、この実験については木下の形成限界と一致している。

以上、砂礫堆の形成される原因や現象を支配するパラメーターの物理的意味は明らかでないが、その形成領域は従来の研究によって堆定されることがわかる。

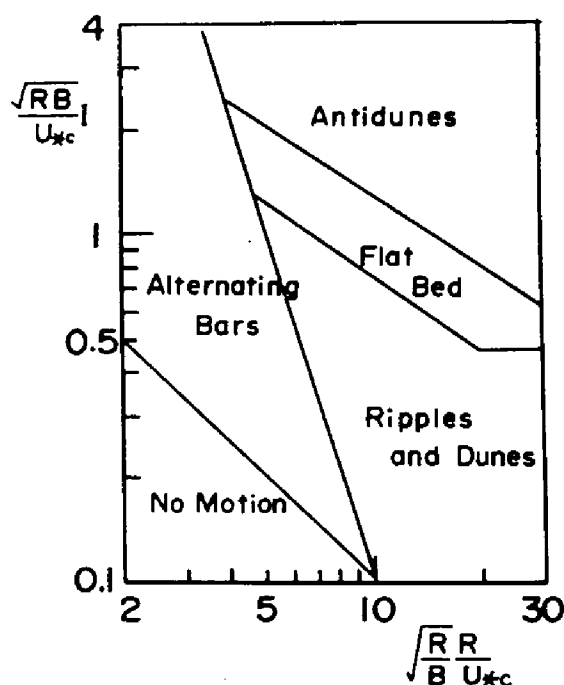
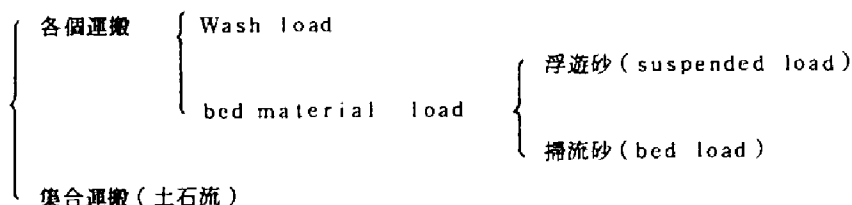


図-1.10 鮭川による砂礫堆の形成領域

## 第 6 節 流砂形態と流砂量

### (1) 掃 流

本節では流砂の形態について考察する。流砂形態は次のように分類されている。



各個運搬は砂礫が個別に輸送されるものを言い、集合運搬は mass として輸送されるもので土石流と呼ばれるものである。しかし最近の土石流研究では、どちらに分類すべきか不明な現象も多く、こういった定性的分類は十分でなくなっている。各個運搬のなかで wash load は河床には存在しない細粒分であって、主に山腹の裸地斜面や崩壊跡地、道路等から流出すると考えられる。河床材料として存在する砂礫は掃流力に応じて、浮遊または掃流形式で輸送される。浮遊砂は乱れによって浮遊するもので、深さ方向に粒径に応じた濃度分布をもつ。一方掃流砂は、しばしば河床に接しながら移動する粒子をいい、底面近傍の流速でその運動が支配される。この浮遊と掃流の区分は浮遊限界で与えられる。浮遊限界は河床付近における鉛直方向の乱れの強度  $\sqrt{\bar{u}^2}$  が粒子の沈降速度  $w_0$  と等しいという条件で与えられ、 $\sqrt{\bar{u}^2}$  は摩擦速度  $U_*$  の約 0.93 倍であるので  $U_*/w_0 = 0.8 \sim 1.0$  が使われている。また、浅田<sup>23)</sup>は Bogardi<sup>24)</sup>による経験式  $U_*^2 / gdc = 360$  ( $U_*$  :

平均流速,  $dc$  : 浮遊限界粒径) について検討し、十分な資料のない現段階では上式を用いても大過はないと結論している。浮遊砂の存在が掃流砂に対して大きく影響する場合もあると考えられるが、本論文ではこの相互作用を無視して議論を進める。

図-1.11 は本実験で得られた Darcy-Weisbach の抵抗係数

$$f \left( = \frac{8U_*^2}{U_0^3} \right) \text{ の値を,}$$

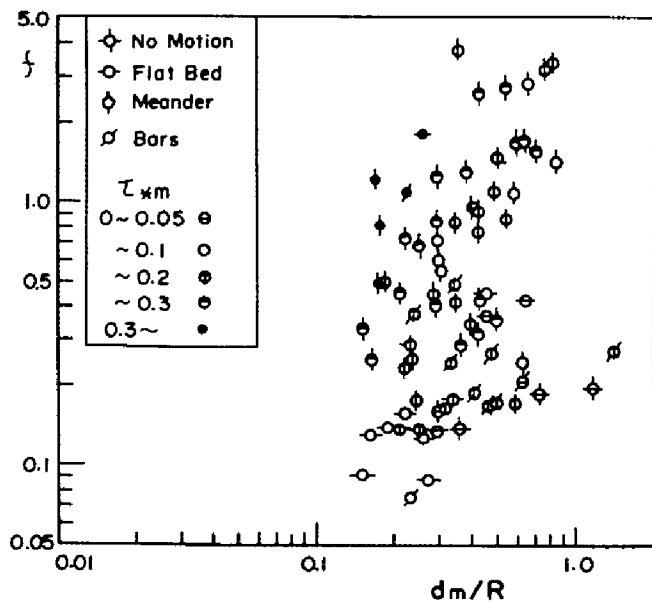


図-1.11 抵抗係数

$\tau_{*m} (= \frac{U_*^2}{(\sigma/\rho - 1)gdm})$ ,  $\sigma/\rho$  : 砂粒の比重,  $dm$  : 平均粒径) をパラメーターとして, 相

対粗度  $dm/R$  ( $R$  : 径深で幅が水深に比して十分大きければ水深  $h$  にはほぼ等しくなる。) に対し示したものである。移動限界以下の流砂のない場合, 砂礫堆, 蛇行, および蛇行せず砂礫堆もない平坦河床の場合を区別して示すが, 蛇行流の抵抗係数の値が少し大きく, 他はほぼ同様となっている。

また, 図-1.12 に流路形態, 河床形態別に掃流砂量を示す。これによると, 蛇行の場合には流砂量は少なく他はほぼ等しくなっている。また, 大同<sup>25)</sup>による土石流の資料は, 蛇行の場合と同じ程度の流砂量となっている。木下<sup>19)</sup>の実験によれば, 砂礫堆形成時の流砂量は平均値の0.5倍から1.5倍の間で変動するようであるが, 平均値は従来の平坦河床の流砂量の実験値にほぼ等しくなっている。黒木<sup>21)</sup>らも砂礫堆形成時の有効掃流力と全掃流力との比  $\tau_{*e}/\tau_*$  は0.8程度であるとしている。本実験の結果もほぼ従来の研究と同様の傾向を示している。なお, 図-1.12 には芦田, 道上の流砂量式<sup>18)</sup>を参考のために示しておいた。

次に, 掃流砂量の横断分布に関する実験結果について考察する。まず流砂のある場合とない場合の流速分布を水路中央において測定

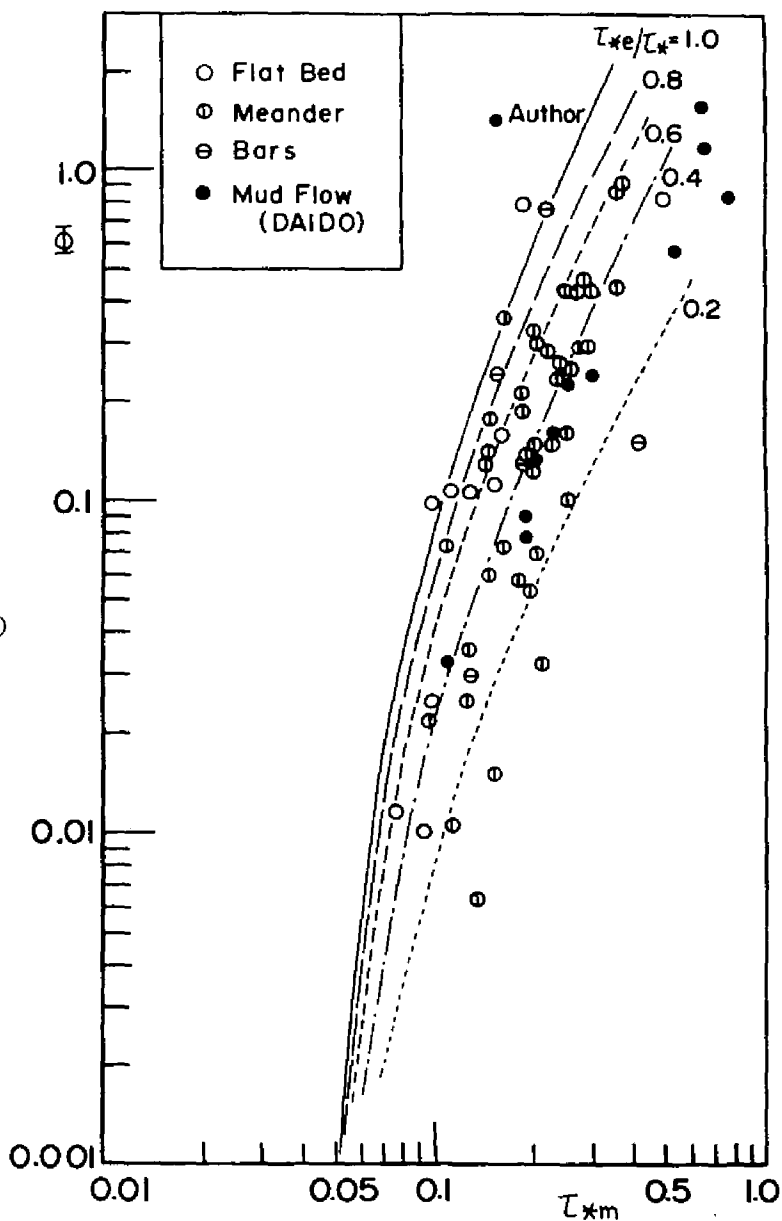


図-1.12 流砂量

した結果は図-1.13 のようになり、流砂の有無による差はほとんど見られない。観察によれば流砂のある場合、河床に流砂のある部分とない部分ができ、流砂のある部分は縦筋として観察される。この縦筋は多少横断方向に振動するものの比較的安定していて、筋の分離や合流は観察されなかった。この縦筋は水流の縦渦によって支配されるようであるが、渦の構造についてはよくわからない。縦筋が2次流の会って上昇する所にできるのか下降する所にできるのかを見るために、筋と筋の間に水面より砂粒を落したところ、左右へ引かれるように流され左隣または右隣の筋の中にとりこまれた。これに

より縦筋では上向きの流れになっていることがわかる。そこで縦筋の本数 $N$ と縦渦の本数 $N_e$ の間には、

$$N_e = (N-1) \times 2 \quad \dots\dots\dots (1.9)$$

の関係があることになる。渦の平均幅( $Be$ )と水深との関係は図-1.14 のようになり、これより渦の平均幅は水深にはほぼ等しいことがわかる。次に横断方向の流速分布を測定した例が図-1.15 である。これは流砂のない場合であるが、底面付近で流速の速いところと遅いところが交互にみられる。このような流れに対して給砂を行なうと、流速の速いところに縦筋が現れた。また2cm幅に分けて採取した流砂量の分布は図-1.16 のようになり、採砂箱の間隔と縦筋がうまく合わないために明らかでない場合もあるが、横断方向

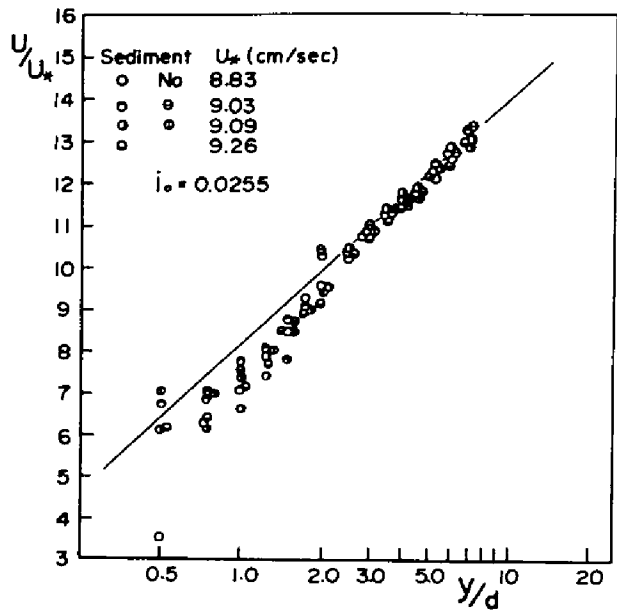


図-1.13 流砂のある場合と  
ない場合の流速分布

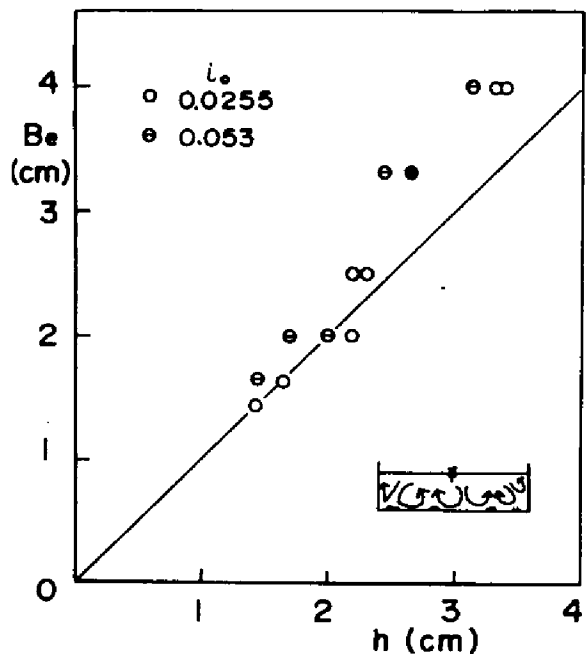


図-1.14 渦の幅と水深の関係

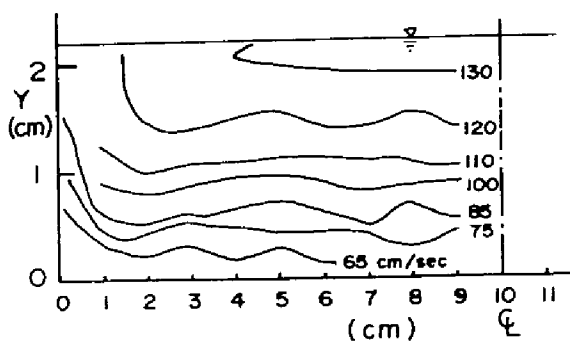


図-1.15 流速分布の測定例

に流砂量が分布する様子を示している。

この様な縦筋が移動床で見られるのはアーマーコート形成時などで、全粒径にわたって砂塵が移動しているような場合には縦筋は見られなかった。結局、一般の移動床で縦筋の形成が招流砂量にどのように影響するかなど重要な点は明らかにできなかったが、その存在と若干の特性について述べた。

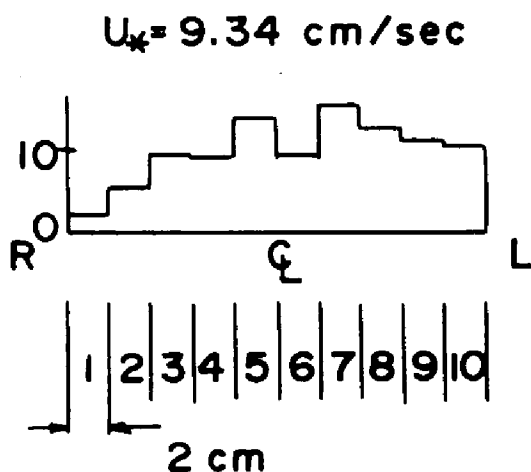
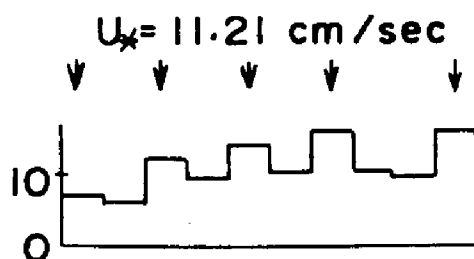
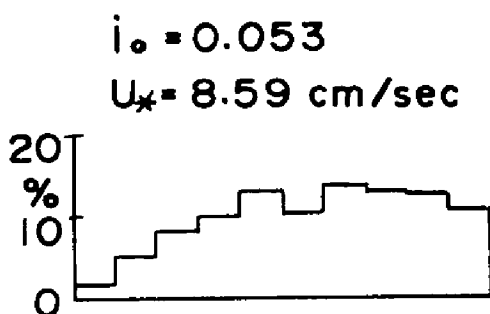
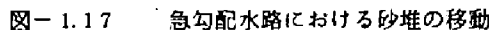


図-1.16 流砂量の分布



図-1.3(b)のⅣaの領域では、大同<sup>26)</sup>の分類する砂堆滑動型土石流の不連続なものと思われる現象が見られた。この現象は通水直後、砂礫の移動によって場所的に粒度分布の粗い部分と細かい部分ができ、粗い部分では表面流が減少して砂礫が堆積し、ここに上流より流砂が供給され成長して一つの山を形成するものである。(図-1.17) この砂堆のクレストより下流側は勾配が $18\sim 21^\circ$



### (3) 土石流

勾配が急になってくると(本実験では  $i_0 \geq 0.25$ ,  $\theta \geq 14^\circ$ ) 砂礫は1個1個別々にというよりは層状に、またはもり上がってあたかも集合体のよう移動するようになる。この種の現象は土石流と呼ばれ、災害をひきおこすので盛んに研究されるようになった。河床砂礫が1粒径以上の深さでせん断される条件は、高橋<sup>27)</sup>によると、

- 18 -

で与えられる。ここに、 $h_0$  : 土石流発生直前の表面流の水深、 $d$  : 代表粒径である。発生限界は上式で決まるが、運動機構はどうであろうか。一般に土石流はビンガム流と考えてよきような泥流もあれば、粒子の衝突効果が支配的なダイラタント流として取り扱うほうがよいと考えられるものもある。河床堆積物が移動するような場合には、巨礫から砂まで大小さまざまな多数の粒子によって流れが構成されダイラタント流として取り扱ってよいと考えられる。高橋<sup>27)</sup>らの一様砂礫を用いた実験によると粒子の速度分布は、両対数紙上で傾き  $3/2$  の直線の上にとり、ダイラタント流として取扱うことの妥当性が確かめられている。一方、著者の混合砂礫の流送に関する実験で、側面より写真を撮って粒子の移動速度を求めた結果によると、勾配が  $0.15$  程度以上において、図-1.18 のように下層がダイラタント流の傾向をもち最上部の粒子は独立に移動するようなものも観察されており、各個運搬と集合運搬は現象として連続であると考えられる。なお、図-1.18 の材料は、最小粒径  $0.42 \text{ mm}$ 、最大粒径  $24.5 \text{ mm}$ 、平均粒径  $5.67 \text{ mm}$  の混合砂礫である。

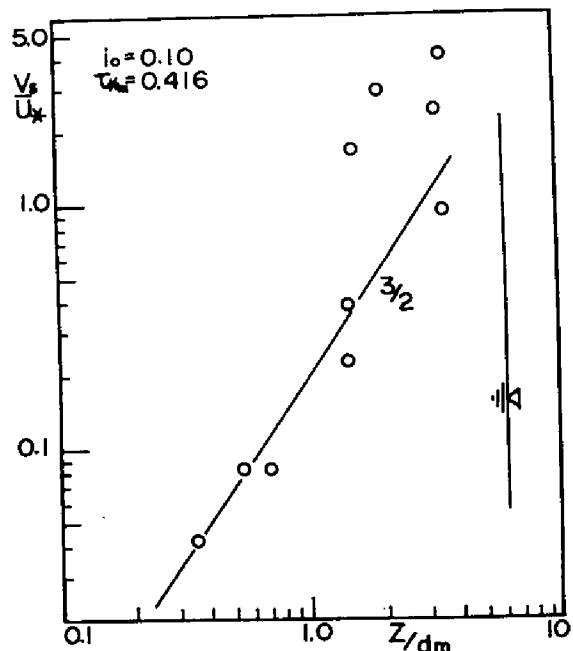


図-1.18 移動砂礫の速度分布

## 第 7 節 結 語

以上、山地河川の流路形態と流砂形態について述べた。まず実験によって流路および流砂形態を、勾配と流量の平面で分類し、それぞれの特徴を明らかにするとともに各領域を区分する方法を示した。それらをとおして次のようなことが明らかになった。

流水が自然にとる流路幅については、従来より Regime theory によって  $B \propto Q^{1/2}$  の関係が認められていたが、その関係は勾配が  $0.2$  の急勾配にまで、かつ河床材料の粘性性の有無にも無関係に成立し、 $B = 3.5 \sim 7.0 Q^{1/2}$  ( $m$ -sec 単位) の関係で与えられる。また蛇行波長は流路幅の約  $10$  倍になる。次に河床形態について、本実験では砂礫堆が顕著で Dunes, Antidunes といった

河床波は形成されなかった。

流砂量について、蛇行流路では少なく、平坦河床と砂礫堆はほぼ等しい。また土石流の流砂量は蛇行とはほぼ等しい。

掃流砂は、固定床または移動しない粒子の存在するような河床では筋になって流れる。これを固定床上の実験で確かめ、縦高のスケールを推定したところ、水深とほぼ等しいことがわかった。また掃流砂の有無で流速分布はさほど変化しない。

最後に、急勾配水路の流砂形態である土石流と砂堆について、その発生限界および特性を明らかにした。

以上より、河床勾配、河床材料および流量が与えられると、どのような流路および流砂形態をとるか推定できる。また第2章以下において述べる掃流砂の範囲は、本領域区分におけるⅡ、Ⅳである。

## 参 考 文 献

- 1) 村 本 嘉 雄：流路形態，水工学シリーズ76-A-8，1976年7月，pp. 1-27.
- 2) 村本嘉雄・河田恵昭・布村明彦：砂礫床上の流砂に関する研究，土木学会関西支部年講概要，昭51年5月，Ⅱ-42-1~2.
- 3) Leopold, L. B. and M. G. Wolman : River Channel Patterns ; Braided, Meandering, and Straight, USGS, Professional paper, 282-B, 1957.
- 4) 土 木 学 会 編：水理公式集，技報堂，昭46年版，p. 366.
- 5) Lane, E. W. : Design of Stable Channels, Trans. ASCE, vol. 120, 1955, pp. 1234-1279.
- 6) Henderson, F. M. : Stability of Alluvial Channels, Proc. ASCE, vol 87, HY6, 1961, paper 2984.
- 7) Simons, D. B. and M. L. Albertson: Uniform Water Conveyance Channels in Alluvial Material, Proc. ASCE, vol. 86, HY5, 1960, p. 33.
- 8) Blench, T. : Regime Theory for Self-formed Sediment Bearing Channels, Proc. ASCE, vol. 77, separate no. 70, May 1951, pp. 1-18.
- 9) Leopold, L. B. and W. B. Langbein: The Concept of Entropy in Landscape Evolution, USGS, Professional paper 500-A, 1962, pp. 11-14.
- 10) Ackers, P. : Experiments on Small Streams in Alluvium, Proc. ASCE, July 1964.  
Haynie, R. M. and D. B. Simons : Design of Stable Channels in Alluvial Materials, Proc. ASCE, Nov. 1968, pp. 1399-1420.  
Canal and Headworks Observation Programme of West Pakistan, 1961.  
Kennedy, R. G. : The Prevention of Silting in Irrigation, Min. Proc. Instn. Civ. Engrs, vol. 119, 1894.
- 11) 芦田和男，田中健二，坪香伸：裸地斜面における流路の形成過程に関する研究，昭49年土木学会関西支部概要，Ⅱ-23-1~2.
- 12) 高 山 茂 美：河川地形，共立出版，1974.
- 13) Dury, G. H. : Discharge Prediction, Present and Former, from Channel Dimensions, Jour. of Hydrology, 30, 1976, pp. 219-245.
- 14) Anderson, A. G. : On the Development of Stream Meanders, Proc. IAHR, vol. 16, 1967, pp. 370-378.
- 15) Zeller, J. : Meandering Channels in Switzerland, 1967, pp. 174-186.
- 16) 土木学会水理委員会移動床流れの抵抗と河床形状研究小委員会：移動床流れにおける河床形態と粗度，土木学会論文集，第210号，1973.

- 17) Garde, R. J. and K. G. Ranga Raju: Regime Criteria for Alluvial Stream, Proc. ASCE, vol. 89, HY6, 1963, pp. 77-100.
- 18) 芦田和男, 道上正規: 移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究, 土木学会論文集, 第206号, 1972年10月, pp. 59-6.
- 19) 木下良作: 石狩川河道変遷調査, 科学技術庁資源局資料, 第36号, 昭36年。
- 20) 池田宏: 実験水路における砂礫堆とその形成条件, 地理学評論, 46-7, 1973年, pp. 435-451.
- 21) 黒木幹男, 岸力, 板倉忠興: 交互砂礫堆の水理特性, 沖積地河川における河床形態と流体抵抗の研究, 科研費総合研究, 昭48-49年度, pp. 80-88.
- 22) 鮭川宏: 直線河道における砂礫堆の形成条件について, 第26回土木学会年講概要, 1-69, 昭46年, pp. 189-190.
- 23) 浅田宏: 山地河川の流砂に関する2, 3の考察, 新砂防89, 昭48年11月, pp. 4-13.
- 24) Bogardi, J. L.: European Concept of Sediment Transportation, Proc. ASCE, HY1, 1965.
- 25) 大同淳之: 堆積物の集合流動の発生限界, 第17回水理講演会講演集, 昭48年, pp. 85-90.
- 26) 大同淳之: 土石流に関する基礎的研究, 学位論文, 昭45年。
- 27) 高橋保, 寺田昌史, 浜田士郎: 土石流発生に対する高濃度流の影響, 土木学会関西支部概要, 昭51年5月。

## 第 2 章 急勾配流れの抵抗則

### 第 1 節 概 説

移動床では、河床形態、抵抗則、流砂量は相互に密接な関係がある。したがって、掃流砂を対象にして研究する場合には、まず、流速分布や抵抗則を明らかにしなければならない。流れの抵抗は古くから研究されている問題であるが、乱流の抵抗則については実験的に数値を決定せねばならず、どのような流れに対しても適用できる普遍的な抵抗則はいまだに明らかになっていない。とくに、本研究で対象としているのは、山地河川で一般に見受けられるような相対粗度の大きな粗面乱流であるが、従来の研究は平野の河川を対象にしている場合が多く、より相対水深の大きいところにおいて相対粗度の大きい場合の資料は非常に少ない。そこで、ここでは平坦河床で相対粗度の大きい粗面乱流の流速分布と抵抗係数について考察することにし、さらに混合砂礫床の特性にもふれる。なお、急勾配浅水深流れでは、転波列が顕著になると考えられがちであるが、これは固定床のしかも比較的滑面の場合であって、本研究のように相対粗度の大きい流れでは観察されなかった。

### 第 2 節 流速分布

乱流の流速分布形としては、Prandtl-Von Kármán の普遍的流速分布として知られる対数則がある。 $\frac{U_* k_s}{\nu} > 60 \sim 100$  では完全粗面で、

$$\frac{U}{U_*} = Ar + \frac{1}{\kappa} \ln \frac{y}{k_s} = 8.5 + 5.75 \log \frac{y}{k_s} \quad \dots\dots\dots (2.1)$$

である。ここに、 $U_*$ ：摩擦速度 $=\sqrt{\tau_0/\rho}$  ( $=\sqrt{ghi}$ )、( $\tau_0$ ：水路床面におけるせん断力、 $\rho$ ：水の密度、 $g$ ：重力の加速度、 $h$ ：水深、 $i$ ：水面勾配)、 $\kappa$ ：カルマン定数( $=0.4$ )、 $y$ ：底面からの高さ、 $U$ ：底面より $y$ の高さの流速、 $k_s$ ：相当粗度、 $\nu$ ：水の動粘性係数、 $Ar$ ：定数である。しかし、(2.1)式は粗度高さの大きな河床近傍では適用性が疑わしい。図-2.1は $d=12.0$  mmの自然砂礫をはりつけた固定床上で、摩擦速度をほぼ等しくして、ピトー管と傾斜マンメーターを用いて、流速分布を測定したものである。<sup>1)</sup>これによると流速分布は $y=0.8d$ 付近に勾配変化点をもっており、河床近傍で流速はPrandtlの対数則をはなれて一様化の傾向をもつ。図-2.1で流速分布は、上層と下層がそれぞれ勾配の異なった対数分布をしているとみなせる。そこで、勾配変化点より下層に対して、

$$\frac{U}{U_*} = A + \phi \ln \frac{y}{\delta} \quad \dots (2.2)$$

上層に対して、

$$\frac{U}{U_*} = A + \frac{1}{\kappa} \ln \frac{y}{\delta} \quad \dots (2.3)$$

のように表すことにする。

図-2.1より定数を、 $\kappa = 0.4$ 、 $\delta = 0.8d$ 、 $\phi = 0.87$ とする。

$$A = \frac{U_\delta}{U_*} \quad (U_\delta : y = \delta \text{ の位}$$

置における流速)は、図-2.

1では相対粗度によって複雑

に変化するようである。ところで、底面付近の流速分布形は座標原点の取り方によって変化する。水深  $h$  の原点の決定はむずかしく、研究者によって種々の方法がとられている。土屋<sup>2)</sup>は混合粒径の固定床において、水深と水面勾配から求めた摩擦速度と流速分布に対数則を適用して求められる摩擦速度の値が等しくなるような座標原点の位置と  $\sqrt{d_{84}/d_{16}}$  の関係を求めている。ここで、 $d_{84}$ 、 $d_{16}$  はそれぞれ粒度加積曲線における84%および16%粒径を示している。それによると、一様粒径に対しては粒子頂点から  $0.25d$  下位が座標原点になるとしている。また、Einstein および Elsamni<sup>3)</sup>は速度分布の傾きが対数則に合うという理由で粒頂より  $0.2d$  下位に、Cheng と Clyde<sup>4)</sup>は均一の球状粗度に対して Chézy 式および Manning 式の適用性を検討し、頂点から  $0.15d$  下位に座標原点を定めるのが適当であると述べている。著者は第3章に述べる砂礫の移動限界に関する実験結果が、粒径に無関係にうまく整理できるという理由で、その高さより上方に河床表面の25%が露出しているような高さを河床と考えることにする。この高さは、均一な球状粒子に対しては、頂点からおよそ  $0.15d$  下位に相当している。この結果は流速分布に対数則を適用する土屋らの結果よりも上位に座標原点を置くことになる。図-2.1はこのような河床原点をとって流速分布を描いたものである。その結果、流速分布は河床近傍で Prandtl の対数則からはずれて一様化の傾向を示すことになる。また、河床原点を礫頂より  $0.25d$  下位にとった場合、図-2.1の流速分布は、図-2.2のようになる。これより、流速分布の形は原点の取り方により若干変化するが、底面付近の流速の一様化の傾向は本質的な問題であることがわかる。このような傾向を考察した2,

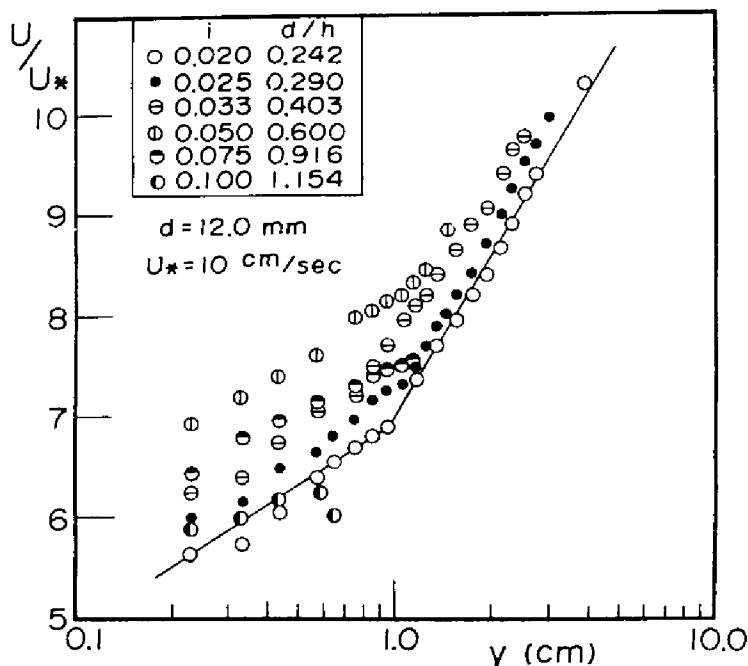


図-2.1 流速分布の測定結果

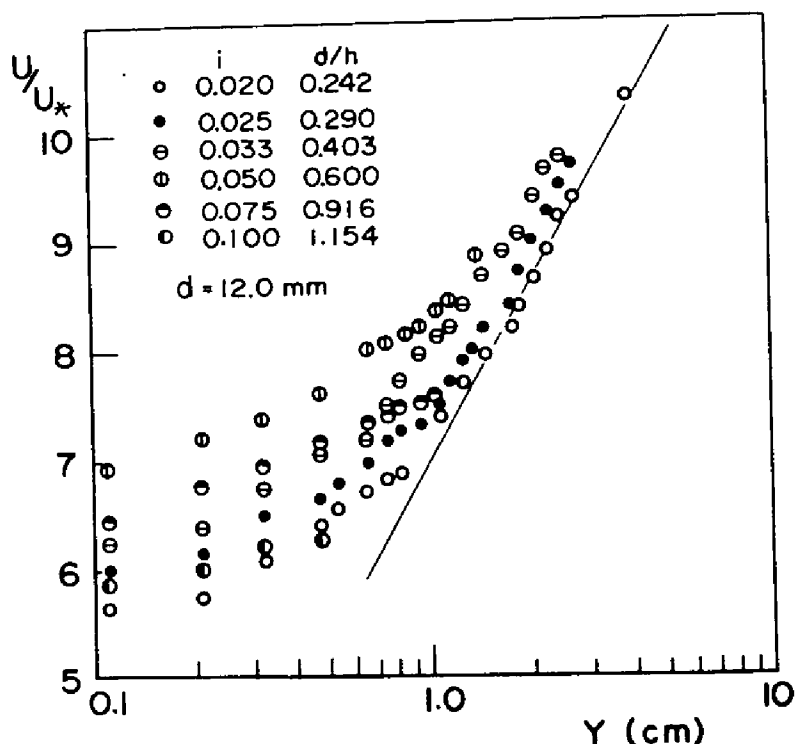


図-2.2 河床基準面を礫頂より  $0.25d$  下位にとった場合の流速分布

3の研究がすでにある。

Christensen<sup>5)</sup>は、粗面近傍の流速分布について考察し、混合距離  $l$  を、

$$l = \frac{\nu}{U_*} + \beta d + \kappa y \quad \dots\dots (2.4)$$

と説明しようとしている。ここで、 $\kappa$  : カルマン定数、 $\beta$  : 係数である。完全粗面乱流では、 $\nu/U_* \ll 1$  で、(2.4)式は、

$$l = \beta d + \kappa y \quad \dots\dots (2.5)$$

となる。また、O'Loughlin および Annambhotla<sup>6)</sup> は渦動粘性係数について、

$$\epsilon = \epsilon \log + \epsilon_w \quad \dots\dots (2.6)$$

としている。ここに  $\epsilon \log$  : 対数則の渦動粘性係数、 $\epsilon_w$  : 壁面近くの付加的な渦動粘性係数である。そして、河床より粗度要素の高さの2倍まで  $\epsilon_w$  は正の一定値をとり、それ以上では  $\epsilon_w = 0$  としている。岩垣<sup>7)</sup>も混合距離を、

$$l = l_0 + \kappa y \quad \dots\dots (2.7)$$

として、河床近傍における流速の一樣化を説明している。ここに、 $l_0$  : 河床近傍での付加的な混合距離である。これらは、流速分布を説明するために提案されている仮説であるが、いずれも粗度要



素による付加的な混合を考慮したものである。また、この様な河床近傍における流速の一樣化は、掃流砂<sup>8)</sup>や浮遊砂<sup>9)</sup>のある場合にも観察されており、ともに大きい粗度要素や掃流および浮遊粒子による混合の活発化によって説明される。

山岡<sup>10)</sup>は、矩形粗度近傍で流速分布を測定し、粗度近傍の流速を後流の理論によって説明している。

これによると、図-2.3のように、粗度要素の存在によって河床近傍に粗度後流層と呼ばれる対数則よりはずれる部分ができる。粗度後流層内の流速分布は単独矩形物体による後流の流速分布として説明され、その境界層の厚さ  $b$  は流れ方向に波状になる。そして、それは干涉流の場合に最も大きくなり、

$$b = 1.781 \sqrt{C_D C_D b_0 X_1} \quad \dots\dots (2.8)$$

となる。ここに、 $C_D$  : 抗力係数、 $C_2$  : 流速分布より決まる定数、 $b_0$  : 粗

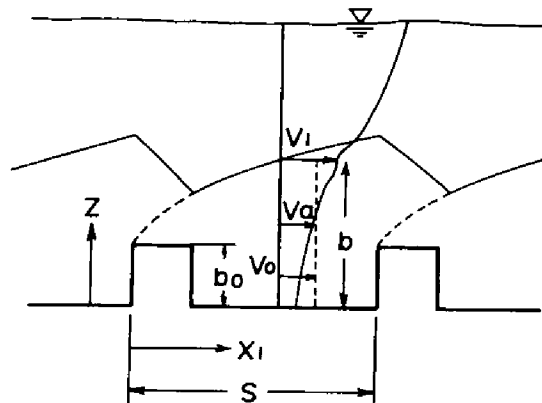


図-2.3 後流による流速分布の説明

度の高さである。これを、粒径  $d$ 、粒子間隔  $\lambda' d$  の河床面に拡張すると、最大粗面後流層厚  $b_{max}$  は、 $\lambda'^{1/2} d$  に比例することになる。自然の河床では代表粒径  $d$  とその間隔  $\lambda' d$  の関係はほぼ相似になり、 $\lambda'$  は一定値をとると考えられるので、 $b_{max}$  は粒径に比例することになる。また粗面後流層内の混合距離  $l_1$  も  $\lambda'^{1/2} d$  に比例し、水深方向に一定であるとしている。これは、平均的な議論である先の Christensen や岩垣の仮説を支持するものである。ただし、粗面後流層厚  $b$  と粗度高さ  $b_0$  の比  $b/b_0$  が粗度間隔のみでなく、勾配によっても変化する傾向が見られる。この実験によると  $b/b_0$  は 1.6~3.0 程度にばらつき、河床面の取り方を考慮すれば前述の  $\delta = 0.8 d$  とほぼ一致している。ここで、 $\delta$  : 流速分布の変曲点の高さである。このほかに、河床付近での流速の一樣化を説明するものとして、河床材料の透水性が考えられる。しかし Zagni と Smith<sup>11)</sup> は、粗な一様砂礫の場合には抵抗係数が非浸透性河床に比べて増加するが、混合砂ではほとんど考慮しなくてよいとしている。この報告は抵抗係数に対してであって、流速分布形の河床近傍の変化については議論されていないが、一般には浸透性はあまり影響しないと考えられる。

以上、従来の研究と比較して、粗面乱流の河床付近での流速の一樣化は一般的現象であり、勾配変曲点の高さを  $0.8 d$  とするのものは妥当であると考えられるので、ここでは、式(2.2)、(2.3)を河床近傍の流速予測に用いることにする。(2.2)式および(2.3)式を積分して断面平均流速  $U_0$  を求めると、二次元流れとして、

$$h \geq \delta \text{ では、}$$

$$\frac{U_0}{U_*} = \frac{U\delta}{U_*} + \frac{1}{\kappa} \ln \frac{h}{\delta} - \frac{h-\delta}{h} \frac{1}{\kappa} - \frac{\delta}{h} \phi \quad \dots\dots\dots (2.9)$$

$h < \delta$  では,

$$\frac{U_0}{U_*} = \frac{U\delta}{U_*} + \phi \left( \ln \frac{h}{\delta} - 1 \right) \quad \dots\dots\dots (2.10)$$

となる。式(2.2), (2.3)で  $A (= \frac{U\delta}{U_*})$  を決めるためには  $\frac{U_0}{U_*}$  の値すなわち抵抗係数を知る必要がある。

### 第 3 節 抵抗係数

#### 1) 固定床における抵抗係数

概説に述べたように、抵抗係数に関する研究は固定床でも相対粗度のさほど大きくない場合が多い。そして、相対粗度の大きな流れの抵抗に関する研究は、イボ型粗度、棧粗度といった人工粗度に関するものが多い。<sup>12),13)</sup> 例えば Moody 図<sup>14)</sup>では、管路について  $d/h=0.2$  程度までの実験値が示されている。また、Mirajgaoker<sup>15)</sup> は自然石(大玉石)を用いた実験と、次元解析の考察により、抵抗係数が相対粗度だけでなくフルード数  $Fr (= \frac{U_0}{\sqrt{gh}})$  によっても増加することを報告している。

また岩垣<sup>7)</sup>は、薄層流の研究によって、(2.1)式の  $Ar$  について、

$$\left. \begin{aligned} Fr \leq 0.89 \text{ では, } Ar &= 1.0, \\ Fr \geq 0.89 \text{ では, } Ar &= 9.7 - 5.75 \log Fr + 1.2 (\log Fr)^2 \end{aligned} \right\} \dots\dots (2.11)$$

なる実験式を求めている。さらに、本間<sup>16)</sup>も抵抗係数が射流では、レイノルズ数  $Re (= \frac{U_0 h}{\nu})$  だけ

でなくフルード数の関数でもあることを実験的に調べている。山地河川を対象とする場合 Moody 図の  $d/h < 0.2$  では不十分であるので、 $0.2 < d/h$  の範囲についても人工粗度による実験で抵抗係数の値を調べた。

#### (a) 実験の概要

実験は幅 36.5cm、長さ 15m の水路(片面ガラスの鋼鉄製で、勾配は  $0 \sim 20^\circ$  の間で自由に変えられる。)の下流端 2m を使用した。粗度要素としては、直径 24.5mm と 12.6mm の 2 種類のガラスビーズを用い、これを幅 36.5cm、長さ 1.96m のアルミ箱に図-2.4 のように密に一層敷き並べ、上記の水路内にはめ込み、勾配(0.02~0.17)と流量を変えて水深を測定した。なお、水深測定はポイントゲージ、流量は三角堰による。

#### (b) 実験の結果と考察

流れの抵抗係数としては、Chézy の  $C$ 、Manning の  $n$  がよく知られているが、ここでは、Darcy Weisbach の摩擦抵抗係数  $f (=8U_*^2/U_0^2)$  を用いる。密に敷き並べた砂粒による抵抗係数  $f$  は、摩擦速度  $U_*$ 、重力の加速度  $g$ 、粒径  $d$ 、水深  $h$ 、水の粘性係数  $\mu$ 、水の密度  $\rho$  の関数と考えられ、次元解析によって、

$$f = \left( \frac{U_* d}{\nu}, \frac{U_*^2}{gd}, \frac{d}{h} \right) \dots (2.12)$$

のように表わされる。右辺第 1 項は砂粒レイノルズ数  $Re_*$  と呼ばれ、完全粗面乱流では顕

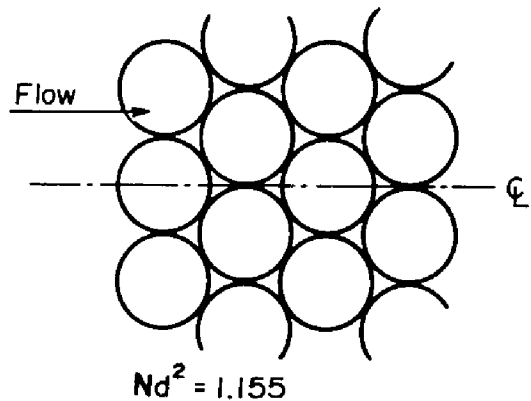


図-2.4 粗度要素の配列

著な影響を与えないものと考えられる。パラメーターに粗度の密度  $N$  を加えると、(2.12) 式の右辺に  $Nd^2$  が付け加わる。これは White<sup>17)</sup> のパッキング係数と同じものであり、図-2.4 の配列では  $Nd^2 = 1.155$  である。(2.12) 式より、抵抗係数は粗度の配列が一定の場合、相対粗度 ( $d/h$ ) と、 $U_*^2/gd$  をパラメーターとして整理すればよいことがわかる。実験結果より抵抗係数の相対粗度による変化を、 $U_*^2/gd$  をパラメーターにして整理したものを図-2.5 に示す。実線は全体の傾向を目視に

よって定めたものである。これより、相対粗度が増加すると抵抗係数  $f$  が急激に増加し、また、 $U_*^2/gd$  が大きいほど  $f$  値は大きくなることがわかる。図-2.5 では 2 種の粒径の間に抵抗の差が認められるが、絶対水深が小さいために水深測定上かなりの誤差を含む

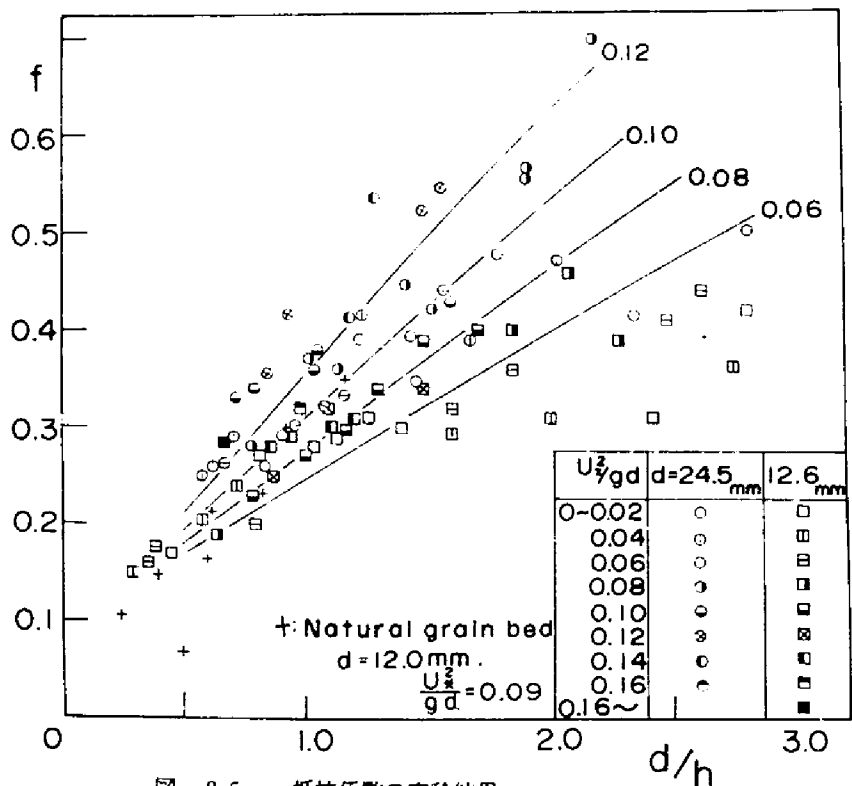


図-2.5 抵抗係数の実験結果

と考えられるので、この差は有意とはいえない。なお、理論河床面は粒頂より  $0.15d$  下位にとり、側壁の影響は Einstein の方法<sup>18)</sup>によって補正したが、水深に対して幅が広くほとんど補正はなく、したがって図-2.5の  $d/h$  は  $d/Rb$  に等しいとみてよい。ここでは  $Rb$  は河床に対する径深である。フルード数と  $U_*^2/gd$  の間には、

$$Fr^2 = \frac{U_0}{gh} = \frac{U_*^2}{gd} \cdot \frac{U_0^2}{U_*^2} \cdot \frac{d}{h} = \frac{U_*^2}{gd} \cdot \frac{8}{f} \cdot \frac{d}{h} \quad \dots\dots (2.13)$$

の関係があり、 $Fr$ 、 $U_*^2/gd$ 、 $f$ 、 $d/h$  のうち3つが決まれば残りの一つは一義的に決まる。パラメーターとして、ここでフルード数ではなく  $U_*^2/gd$  を用いる理由は、水深と勾配を与えてただちに流速の計算ができるという点で優れていると考えるからである。図-2.6に抵抗係数の変

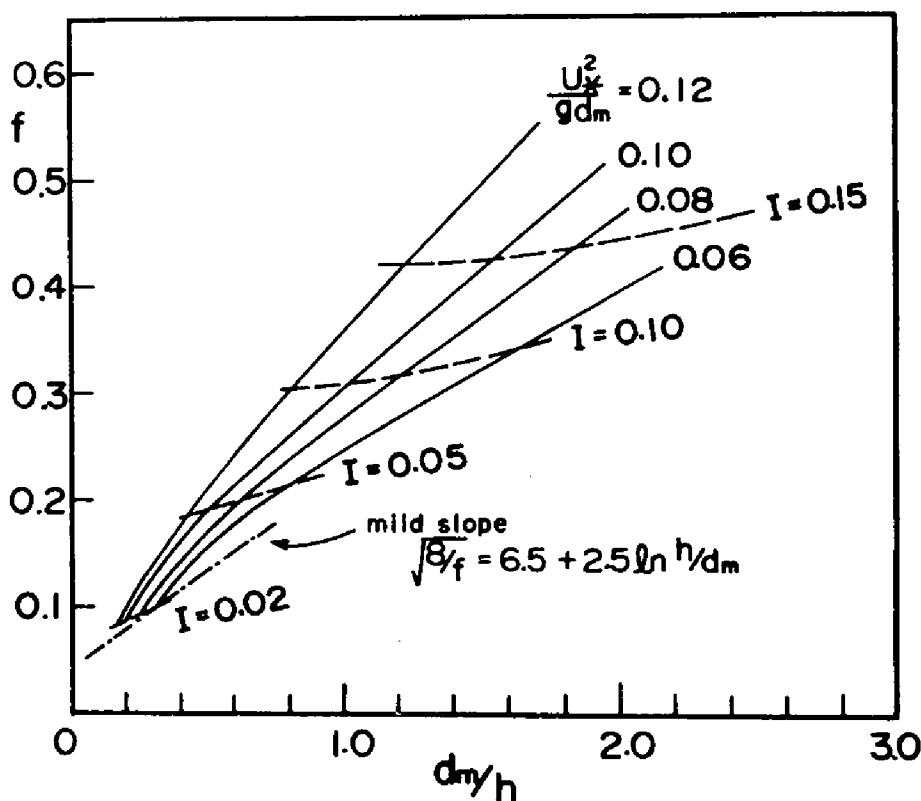


図-2.6 抵抗係数の相対粗度と勾配による変化

化を、勾配をパラメーターとして示す。一方、岩垣の(2.11)式より  $f$  を求めると、

$$\left. \begin{aligned} Fr &\leq 0.89, \\ f &= 8 / (7.5 + 5.75 \log \frac{R}{d})^2 \\ Fr &\geq 0.89, \\ f &= 8 / \{ 7.2 - 5.75 \log Fr + 1.2 (\log Fr)^2 + 5.75 \log \frac{R}{d} \}^2 \end{aligned} \right\} \dots\dots (2.14)$$

となる。図-2.7は(2.14)式を図示したものであるが、図-2.5の実験結果とは若干相異し、著者の抵抗の増加のほうが小さくなっている。この様な抵抗増加の原因は何であろうか。まず河床砂礫後方の渦によるエネルギー損失が考えられる。そこで、つぎに段落ちモデルを用いて、抵抗係数の  $U_*^2/gd$  と  $d/h$  による変化特性を説明する。

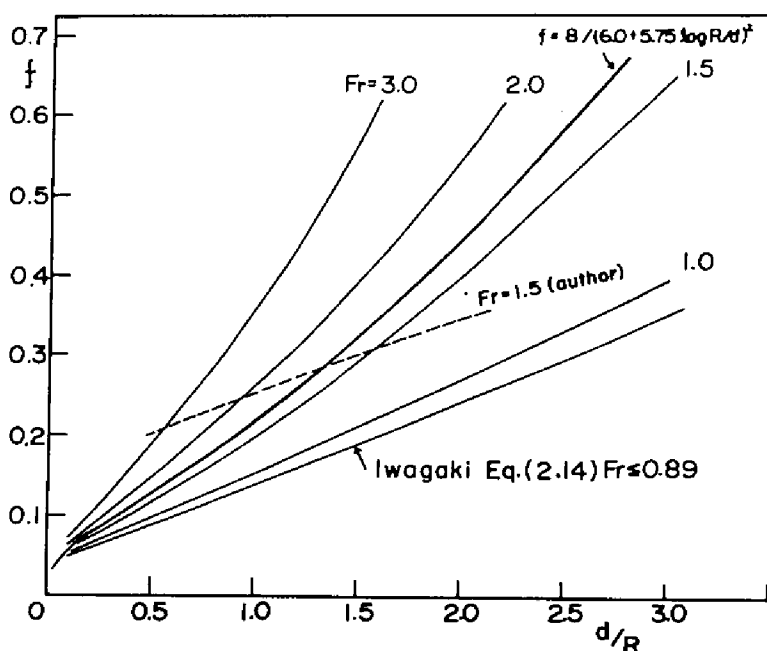


図-2.7 岩垣の実験式との比較

(c) 段落ちモデルによる説明

図-2.4のように球を敷きならべた河床を考える。図-2.8で後流による渦の領域の長さを  $\lambda d$  とし、粒子頂点の断面Ⅰと、リアタッチポイントの断面Ⅱとの間で運動量の式をたてると、摩擦を無視して、

$$\frac{\rho g (h_1 + \beta d)^2}{2} - \frac{\rho h_2^2}{2} = \rho \eta_2 v_2^2 h_2 - \rho \eta_1 v_1^2 h_1 \quad \dots (2.15)$$

となる。ここに、 $\eta_1, \eta_2$  は断面Ⅰ, Ⅱにおける運動量補正係数であり、その他の記号は図-2.8に示されている。

連続の式は、

$$h_1 v_1 = h_2 v_2 = h v \quad \dots (2.16)$$

となる。ここに、 $h$  : 平均の水深、 $v$  : 平均の流速である。

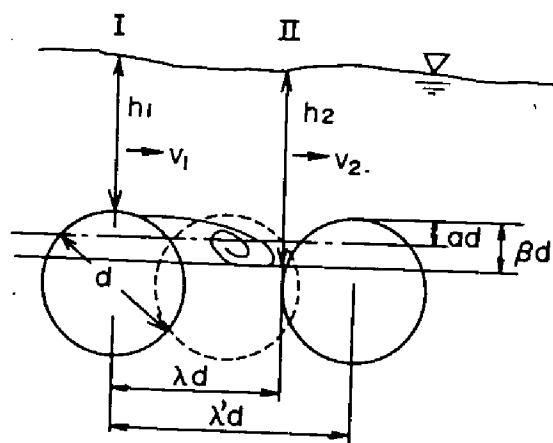


図-2.8 段落ちモデルの説明図

エネルギーの式は,

$$\beta d + h_1 + \frac{v_1^2}{2g} - \left( h_2 + \frac{v_2^2}{2g} \right) = h_l \quad \dots (2.17)$$

となる。損失水頭は,

$$h_l = i_0 \lambda d = \left( \frac{U_*^2}{gh} \right) \lambda d \quad \dots (2.18)$$

と書ける。ここに,  $i_0$  : 水路勾配である。

$$\frac{v}{U_*} = A' r \quad \dots (2.19)$$

$$h = h_1 + a d \quad \dots (2.20)$$

$$\eta_1 = \eta_2 = 1, \quad a = \beta \quad \dots (2.21)$$

とすると, (2.20)式より,

$$\frac{h_1}{h} = 1 - a \frac{d}{h} \quad \dots (2.22)$$

(2.22)式より,

$$\frac{h_1}{h_2} = \frac{h_1}{h} \cdot \frac{h}{h_2} = \left( 1 - a \frac{d}{h} \right) \frac{h}{h_2} \quad \dots (2.23)$$

(2.16)式と(2.19)式より,

$$v_2 = \frac{h}{h_2} v = \frac{h}{h_2} U_* A' r \quad \dots (2.24)$$

$$v_1 = \frac{h}{h_1} U_* A' r \quad \dots (2.25)$$

(2.15)式と(2.24)(2.25)式とより,

$$\frac{gh^2}{2} - \frac{gh_2^2}{2} = \left( \frac{h}{h_2} \right)^2 A'^2 U_*^2 h_2 - \frac{h}{1 - a \frac{d}{h}} U_*^2 A'^2$$

両辺を  $\frac{gh^2}{2}$  で割り整理すると,

$$1 - \left(\frac{h_2}{h}\right)^2 = \frac{2A'U_*^2}{gd} \cdot \frac{d}{h} \cdot \left(\frac{h}{h_2} - \frac{1}{1-a\frac{d}{h}}\right) \quad \dots\dots (2.26)$$

となる。一方、(2.17)式より、

$$h + \frac{1}{2g} \left(\frac{h}{h_1}\right)^2 U_*^2 A'^2 - \left(h_2 + \frac{1}{2g} \left(\frac{h}{h_2}\right)^2 U_*^2 A'^2\right) = \frac{U_*^2}{gh} \lambda d$$

両辺を  $h$  で割り整理すると、

$$1 - \frac{h_2}{h} - \frac{U_*^2}{gd} \lambda \left(\frac{d}{h}\right)^2 = \frac{1}{2} \frac{U_*^2}{gd} \frac{d}{h} A'^2 \left[ \left(\frac{h}{h_2}\right)^2 - \frac{1}{\left(1-a\frac{d}{h}\right)^2} \right] \quad \dots\dots (2.27)$$

となり、さらに、

$$\frac{U_*^2}{gd} \frac{d}{h} A'^2 = \frac{2 \left[ 1 - \frac{h_2}{h} - \frac{U_*^2}{gd} \lambda \left(\frac{d}{h}\right)^2 \right]}{\left(\frac{h}{h_2}\right)^2 - \frac{1}{\left(1-a\frac{d}{h}\right)^2}} \quad \dots\dots\dots (2.28)$$

となる。(2.28)式を(2.26)式に代入し整理すると、

$$\begin{aligned} \left(\frac{h_2}{h}\right)^3 - 3\left(1-a\frac{d}{h}\right)\left(\frac{h_2}{h}\right)^2 + \left\{ 4\left(1-a\frac{d}{h}\right) \left[ 1 - \frac{U_*^2}{gd} \lambda \left(\frac{d}{h}\right)^2 \right] - 1 \right\} \frac{h_2}{h} \\ - \left(1-a\frac{d}{h}\right) = 0 \quad \dots\dots\dots (2.29) \end{aligned}$$

となる。(2.29)式で、 $\frac{h_2}{h} = X$ 、 $1-a\frac{d}{h} = A$ 、 $1 - \frac{U_*^2}{gd} \lambda \left(\frac{d}{h}\right)^2 = B$ とおくと、

$$X^3 - 3AX^2 + (4AB-1)X + A = 0 \quad \dots\dots (2.30)$$

となる。これは  $X$  に関する3次方程式であるから、カルダンの方法によって解ける。実数解が得られると、(2.28)式より、

$$A'^2 = \frac{2(B-X)}{\frac{U_*^2}{gd} \cdot \frac{d}{h} \left( \frac{1}{X^2} - \frac{1}{A^2} \right)} \quad \dots\dots\dots (2.31)$$

となり、抵抗係数は、

$$f = \frac{8}{A'^2} \quad \dots\dots\dots (2.32)$$

となる。

以上より、係数  $a$  および  $\lambda$  が決まれば、任意の  $U_*^2/gd$  と  $d/h$  の組に対して抵抗係数が計算できる。二次元的に考えると、図-2.8のような並べ方では、 $a=0.15$  とすれば  $\lambda=1.375$  となる。ここで、河床に最密に敷き並べた球状粒子後方の渦について、もう少し詳しく観察してみる。水路内に直径 2.45mm のガラスビーズを 4.5 m にわたって敷き並べ、ガラス壁の部分で、球周辺の流れを側方より観察した。流れの状態がよくわかるように、パールクレイに過マンガン酸カリウムを加えた溶液を流した。実験によって後流の渦の領域を判別することは、染料の拡散のために困難であったが、はく離点はよく観察することができた。それによると、粒子の頂点付近ではく離がみられ、Wieselsbeger の一様流中の球や、Prandtl による円柱周辺の流れの写真<sup>20)</sup>と類似している。また、粗度要素後方の渦は後方の粒子にまでおよび、図-2.8 のようなモデルは現象としても妥当であることがわかった。

段落ちモデルによる計算結果によると、図-2.9 のように、 $\lambda=1.50$ 、 $a=0.10$  とした場合によく実験値と一致し、三次元的な影響が若干現れていると思われる。

以上、段落ちモデルを用いて、抵抗係数  $f$  の  $d/h$  および  $U_*^2/gd$  による変化を説明することができた。

## (2) 移動床の流れの抵抗則

以上は、固定床上的流れの抵抗則についてであったが、ここでは移動床の場合を取り扱うことにする。移動床における断面平均流速  $U_0$  は、 $\mu$ 、 $g$ 、 $d$ 、 $R$ 、 $I$ 、 $\sigma$ 、 $\rho$  によって記述されるとする。エネルギー勾配の  $I$  のかわりに  $U_* = \sqrt{gRI}$  を、また重力の加速度  $g$  のかわりに砂礫の水中重量  $(\sigma - \rho)g$  を用いると、 $U_0/U_*$  は次元解析によって、

$$\frac{U_0}{U_*} = \Phi_2 \left( \frac{U_* d}{\nu}, \frac{U_*^2}{(\sigma/\rho - 1)gd}, \frac{R}{d}, \frac{\sigma}{\rho} \right) \quad \dots (2.33)$$

のように書ける。ここに、 $R$ ：径深である。河床波が形成される場合には  $R/d$  ではなく、河床波の高さが重要であり、土木学会水理委員会<sup>21)</sup>では移動床の抵抗に関する多くの実験資料を整理している。しかし、本研究の場合には、第1章で述べたように河床形態は主として平坦河床であり、また、流れは完全粗面乱流の領域で、砂粒レイノルズ数の影響は顕著でない。また自然河床を対象としているので、 $\sigma/\rho$  は 2.5~2.65 程度ではほぼ一定である。結局、移動床の抵抗係数に対しては、掃流力  $\tau_* (= U_*^2/(\sigma/\rho - 1)gd)$  と、 $R/d$  がパラメーターとなる。岸<sup>22)</sup>によると、平坦河床における抵

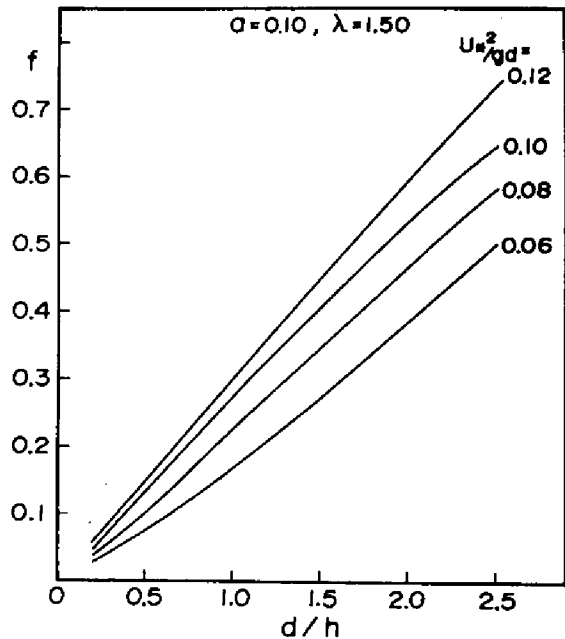


図-2.9 抵抗係数の計算結果



抗係数の実験結果は、

$$\frac{U_0}{U_*} = 6.0 + 5.75 \log \frac{h}{d} \quad \dots\dots\dots (2.34)$$

に近い。芦田および道上<sup>23)</sup>は移動床の平坦河床について、砂粒の飛高が粗度に関係すると考えて、

$$\frac{U_0}{U_*} = 6.0 + 5.75 \log \frac{h}{d(1+2\tau_*)} \quad \dots\dots\dots (2.35)$$

を提案している。

著者は相対粗度の大きなところの抵抗係数の値を得るために、移動床で実験を行なった。実験に用いた砂は、平均粒径が5.51mmの一樣砂礫と、6.4mmの混合砂礫である。図-2.10に、抵抗係数を $d/R_b$ と $\tau_*$ をパラメーターとして示す。移動床の抵抗係数は、先の固定床の実験にくらべて相

対水深が大きく、 $U_*^2/gd$  も大きい範囲で実験されているが、図に明らかなように、固定床のものの傾向から連続的に変化するようである。芦田、道上<sup>23)</sup>はUpper Regimeにおいて、(2.35)式と $R/d \geq 10$ の実験資料とを比較しほぼ適合するとしている。しかし、図-2.10に示すように、 $d/R > 0.1$ では、実

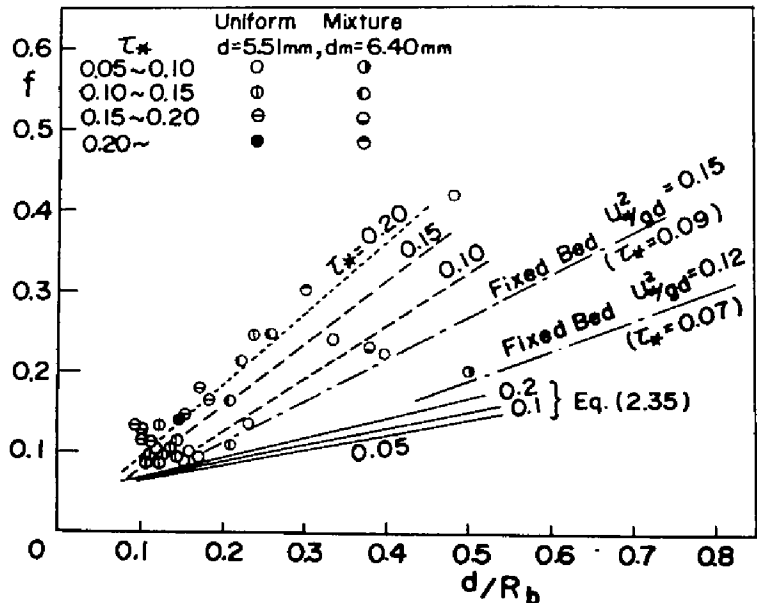


図-2.10 移動床流れの抵抗係数(1)

験値は(2.35)式よりかなり大きくなっている。また、図-2.11は、平均粒径6.20mmの一樣砂礫による実験結果で、図-2.10とほぼ同じ結果となっている。すなわち、このような相対水深の小さい移動床の抵抗係数については、砂粒の飛行高さによる修正はほとんど重要ではなく、相対粗度の増大と勾配の増大の効果が圧倒的に重要であり、固定床の場合とはほぼ同様な関係で表される。これは、河床形態が平坦河床の領域にあることによる。

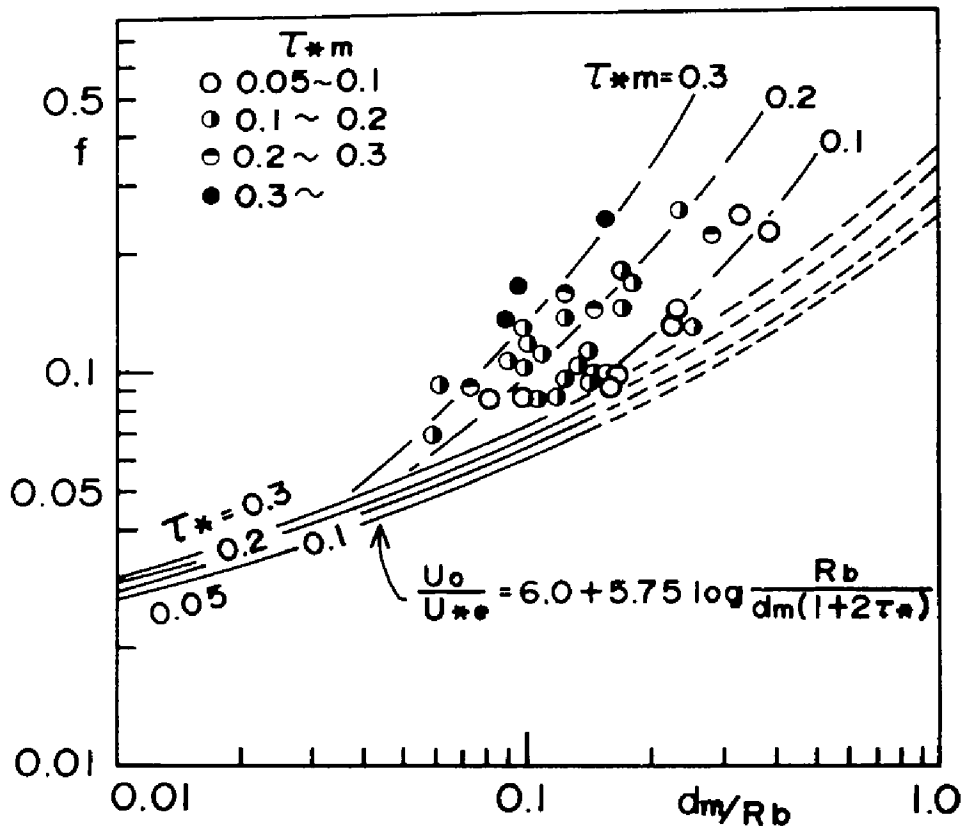


図-2.11 移動床流れの抵抗係数(2)

( $d_m = 6.20 \text{ mm}$  の一様砂礫)

#### 第4節 混合砂礫床の特性と抵抗

自然の河床は、大小さまざまな混合砂礫からなっている。ここでは、混合砂礫床の特性と、流れの抵抗について述べる。

##### (1) 混合砂礫床の特性

流れの抵抗や砂礫の移動限界に対しては、ある深さまでの平均的な粒度分布よりも、河床表面に突出している粒子の分布  $h(d_i)$  が重要である。土屋<sup>2)</sup>は表面に突出する砂礫の個数分布について考

察し、砂礫が深さ方向に一樣に分布すると仮定して  $h(d_i) = A \frac{f(d_i)}{d_i^2}$  を提案している。ここで、

$h(d_i)$  は粒径  $d_i$  の粒子の河床における個数百分率、 $f(d_i)$  は粒径  $d_i$  の粒子が全体に占める重量百分率である。また、 $A$  は右辺の合計を 100% にするための係数である。この  $h(d_i)$  を調べる

ために、粒径が1, 2, 5, 7, 12.6, 16.4, 24.5 mmのガラスビーズと、18.3 mmの磁製球を粒径別に着色して混合し、4 cmの厚さに敷き並べ、河床表面の写真撮影した。なお、この材料の平均粒径( $d_m$ )は9.70 mm,  $\sqrt{d_{34}/d_{16}} = 2.84$ である。この河床の写真より読みとった個数分布の平均と、上式よりの計算値を図-2.12に示す。これでは、小さい粒子はど表面に存在しにくいことが顕著で、これより、小さい粒子は流れによって移動してしまう以外に、振動などでより下方の空隙に埋没する傾向が強く、深さ方向に一様には分布し難いことがわかる。この場合、河床表面の平均粒径は $d_{ms} = 11.09$  mmであった。このように、混合砂礫の平均粒径は、全体に対するものと表面とでかなり相異なる場合があり、河床の特性を議論する場合には河床表面の平均粒径を代表量とするのが合理的である。それゆえ、本節の以後の議論では表面平均粒径 $d_{ms}$ を使用する。

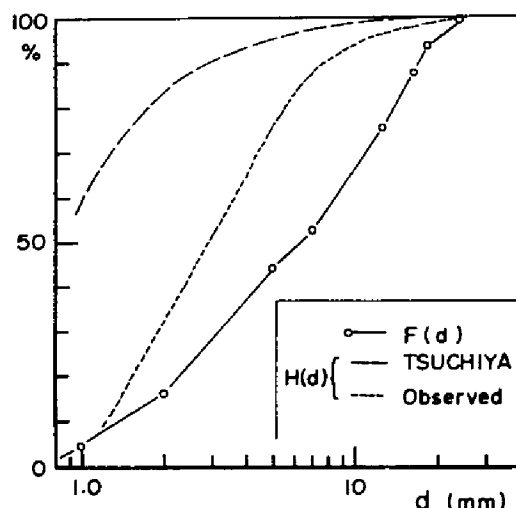


図-2.12 粒度分布と突出個数の頻度分布

混合砂礫床は複雑で、その特性をどのような量で表現すればよいかということもよく判っていない。その中で、粒度分布については従来より研究されており、平均粒径や標準偏差などで表現される。本研究のように、砂礫の移動限界や流水抵抗を考える場合には、河床表面の凹凸や、各粒径粒子の平均的な位置に関する情報が必要となる。一方、実際の河川においては、河床の凹凸を知ることは困難であるが、粒度分布は比較的測定しやすい。そこで、粒度分布と河床の凹凸および各粒子の存在高さの間の関係を明らかにすることは意義のあることである。粒度分布と河床面の状態の間の関係には履歴が影響すると考えられるが、複雑な河床面に対する研究の第一段階として、粒度分布と河床面の状態、特に凹凸との間には一義的な関係があるものとして以下の議論をすすめる。ここで、河床面の凹凸というのは河床波を含まず、平坦河床上または河床波上の粒径オーダーの凹凸のことである。

河床面の凹凸の表現方法としては、ある間隔で測定した河床高さの標準偏差をとる方法が考えられる。ここでは、より単純に一定間隔 $\Delta X$ で河床高さ $Z$ を測定し、となり合う高さの差の絶対値 $\Delta Z$ の平均をもって河床の凹凸とする。ここで、測定間隔が問題となる。図-2.13は、川砂を用いた混合砂礫床において、河床面を5 mm間隔で

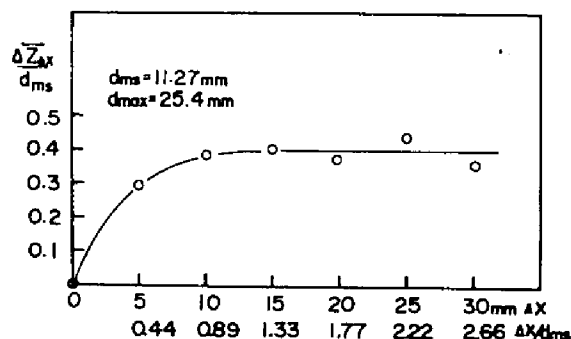


図-2.13 測定間隔による $\Delta Z/d_{ms}$ の変化

測定した資料をもとに、 $\Delta X$ を0.5cm, 1.0cm, 1.5cm, 2.0cm, 2.5cm, 3.0cmとして、 $\Delta Z$ の平均値 $\bar{\Delta Z}$ の変化をみたものである。これより、測定間隔が小さいと $\Delta Z$ も小さいが、測定間隔が平均粒径程度以上になるとその値はほぼ一定値となり、平均粒径程度以上の測定間隔で河床高さを測定すれば、河床面の凹凸を表す特性量 $\bar{\Delta Z}$ を求めることができる。そこで、自然砂礫の種々の粒度分布について $\bar{\Delta Z}/d_{ms}$ を調べたものが図-2.14である。これによると、河床面の平均粒径が4.2

～15.14mm, また $\sqrt{d_{84}/d_{16}}$ が1.34～2.70の範囲において、 $\bar{\Delta Z}/d_{ms}$ は0.27程度の一定値をとり、また $d=12$ mmの一樣砂礫についても $\bar{\Delta Z}/d_{ms} = 0.30$ であるので、河床面の凹凸は平均粒径に比例し、粒度分布の標準偏差に関係しないと結論できる。しかし、図-2.13では0.4に近い値となっており、平坦に砂を敷くことのむづかしさを示している。また、ガラスビーズによる混合砂礫では、 $d_m = 9.70$ mm,  $\sqrt{d_{84}/d_{16}} = 2.74$ の場合

$\bar{\Delta Z}/d_{ms} = 0.343$ ,  $d_m = 5.67$ mm,  $\sqrt{d_{84}/d_{16}} = 3.11$ で $\bar{\Delta Z}/d_{ms} = 0.345$ と等しくなっている。さらに、1973年7月神通川水系足洗谷において、流れ方向に10cm間隔、横方向に5cm間隔の格子の交点で河床高さと粒径を調査した結果によると、平均粒径が9.16cm,  $\sqrt{d_{84}/d_{16}} = 3.03$ で、 $\bar{\Delta Z}$ は2.83cmとなり $\bar{\Delta Z}/d_{ms} = 0.31$ で、自然の河床においても凹凸は平均粒径の0.3倍程度であることが確認された。この様に定義した $\bar{\Delta Z}$ と流れに対して有効な粗度高との間にどのような関係があるかはよく判らないが、第1近似としては比例すると仮定してよいであろう。以上より、混合砂礫床の抵抗は平均粒径 $d_{ms}$ によって表され、粒度分布によらないと予想される。

つぎに、各粒径粒子の存在高さについて調べてみよう。自然砂礫の混合砂礫床において、各粒径粒子の高さを測定した。その頻度分布より、上位から10%および50%の頻度を示す高さ $Z$ の理論河床面よりの距離 $(Z-Z_0)$ を求め、各粒径について示したものが図-2.15である。小さい粒子のばらつきが大きいが、粒径 $d_i$ に対する $(Z_i-Z_0)/d_i$ の値は、10%に対してはほぼ0.4、また50%について0.15程度の一定値をとることがわかった。

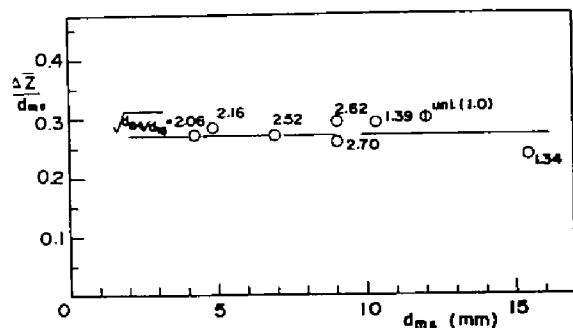


図-2.14 種々の混合砂礫床における $\bar{\Delta Z}/d_{ms}$ の測定値

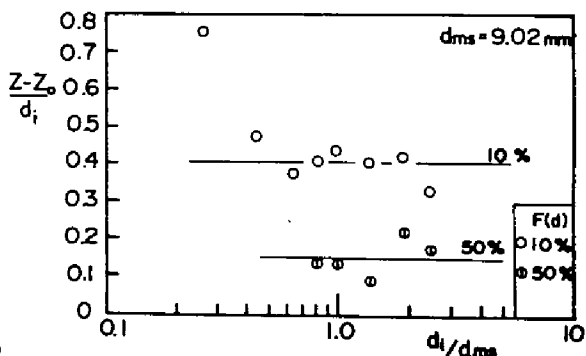


図-2.15 各粒径粒子の頂の高さ

## (2) 混合砂礫床上の流れの抵抗則

混合砂礫床の特性に関する研究より、流れの抵抗則は、代表粒径として表面の平均粒径  $d_{ms}$  を用いれば、一様砂礫の場合と同じ結果になると考えられる。図-2.16 および図-2.17 は混合砂礫床上の流れの抵抗係数を  $d_{ms}/R_b$  と、 $U_*^2/gd_{ms}$  で整理したものである。その傾向は、一様砂礫の場合の図-2.5 とほぼ一致し、混合砂礫床の代表量として  $d_{ms}$  を用いることの妥当性を示している。ここで、図-2.16

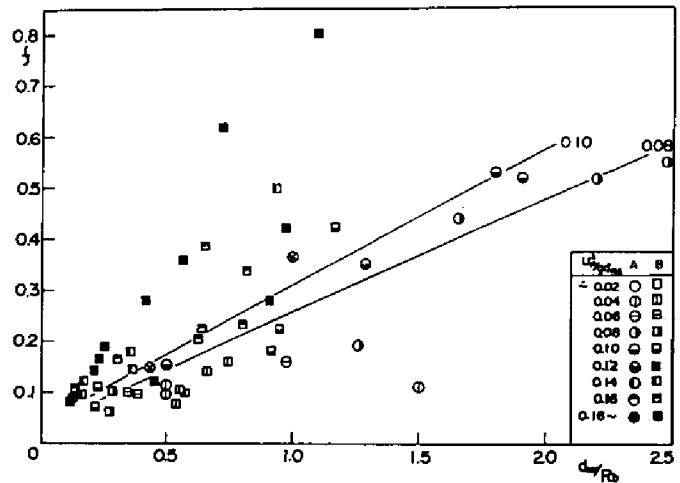


図-2.16 混合砂礫の抵抗係数 (1)  
(ガラスビーズの場合)

$d_m = 9.70 \text{ mm}$ ,  
 $\sqrt{d_{84}/d_{16}} = 2.74$ ,  
 および  $d_m = 5.67 \text{ mm}$ ,  
 $\sqrt{d_{84}/d_{16}} = 3.11$  である。また、図-2.17 の A(N) は粒径  $0.84 \sim 25.4 \text{ mm}$  の自然砂礫からなり、  
 $d_m = 7.78 \text{ mm}$ ,  
 $\sqrt{d_{84}/d_{16}} = 2.74$  である。

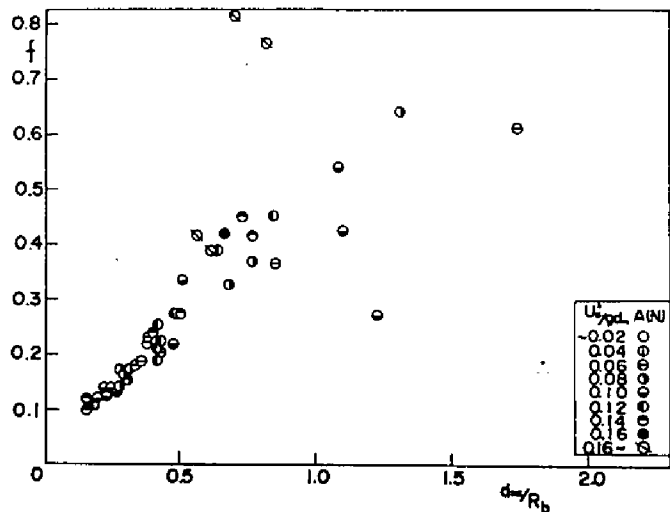


図-2.17 混合砂礫床の抵抗係数 (2)  
(自然砂礫の場合)

## 第 5 節 結 語

本章では、流砂を考察する際に基礎となる流れの抵抗について検討した。本研究の対象としている領域は、河床形態では Upper flow regime になるので、もっぱら平坦河床を対象として議論を進めている。

粗面上の流速分布について、河床近傍で流速分布が Prandtl の対数則からはずれて一様化の傾向がある。相対粗度の大きな流れでは、その領域の水深に対して占める割合が相対的に大きくなり、むしろ支配的になると考えられる。この様な流速分布の傾向について、いくつか研究されているが、定性的に説明しているものが多くいずれも決定的ではない。そこで、測定結果より流速分布を粒径の 0.8 倍の高さで上層と下層に分け、上層に対しては傾きが 5.75 の対数則また下層に対しては傾き 2.64 の対数分布を適用することを提案した。その際、理論河床の取り方でその形が変化するが、本質的な特性には変わりがない。なお、本研究では、河床面の 25% がその面より突出している面を理論河床とした。これは、一様な球を密に敷き並べた場合、粒頂より 0.15 粒径下位に相当する。

つぎに、相対粗度の大きな流れに対する実験より、抵抗係数  $f$  が相対粗度と、 $U_*^2 / g d$  またはフルード数、または勾配とともに増加することを明らかにした。さらに、段落ちモデルによって、この抵抗係数の変化特性を理論的に説明した。また、移動床の抵抗についても調べ、平坦河床では抵抗係数は固定床の場合とかわらないであろうことを示し、相対粗度の大きい範囲では、砂粒の飛行によって加わる抵抗は、急勾配であることの影響に比べて微少であることを明らかにした。

つぎに、混合砂礫床について考察し、河床表面の粒度分布は、河床材料全体の粒度分布と同じではなく、したがって、河床の代表量としては、表面の平均粒径を使うべきことがわかった。また、河床の凹凸は、平均粒径の 0.25 ～ 0.4 倍程度であり、抵抗係数は表面の平均粒径と同じ粒径の一樣砂礫床上のそれと同じとみなしてよいことを示した。

## 参 考 文 献

- 1) 芦田和男, 大同淳之, 高橋保, 水山高久: 急勾配流れの抵抗と限界掃流力に関する研究, 京大防災研究所年報, 第16号B, 昭48年4月, pp. 481—494.
- 2) 土屋義人: 混合砂礫の限界掃流力に関する研究, 京大防災研究所年報, 第6号, 昭38年7月, pp. 228—253.
- 3) Einstein, H. A. and S. A. Elsamni: Hydrodynamic Forces on a Rough Wall, Review of Modern Physics, 21, 1949, pp. 520—524.
- 4) Cheng, E. D. H. and C. G. Clyde: Instantaneous Hydrodynamic Lift and Drag Forces on Large Roughness Elements in Turbulent Open Channel Flow, Sedimentation, ed. by H. W. Shen, Chap. 3, 1972.
- 5) Christensen, B. A.: Incipient Motion on Cohesionless Channel Banks, Sedimentation, Chap. 4, 1972.
- 6) O'Loughlin, E. M. and V. S. S. Annambhotla: Flow Phenomena Near Rough Boundaries, Jour. of Hydraulic Research, 7, no. 2, 1969, pp. 231—250.
- 7) 岩垣雄一: 雨水流による地面浸食機構に関する基礎的研究, 学位論文, 1955, pp. 1, 22—1, 38.
- 8) 石原藤次郎編: 応用水理学中Ⅱ, 丸善, p. 41.
- 9) Yalin, M. S. and G. D. Fanlayson: On the Velocity Distribution of the Flow Carrying Sediment in Suspension, Sedimentation, Chap. 8, 1972.
- 10) 山岡 勲: 河床上の矩形粗度が水路の抵抗に及ぼす効果の研究, 北海道開発局土木試験所報告, 昭37年.
- 11) Zagni, A. F. E. and K. V. H. Smith: Channel Flow over Permeable Beds of Graded Spheres, Proc. ASCE HY2, 1976, pp. 207—222.
- 12) 足立昭平: 人工粗度の実験的研究, 土木学会論文集, 第104号, 1964, pp. 33—44.
- 13) Sayre, W. W. and M. L. Albertson: Roughness Spacing in Rigid Open Channels, Trans, ASCE, vol. 128, part 1, 1963.
- 14) 土木学会編: 水理公式集, 技報堂, 昭46年版, p. 36.
- 15) Mirajgaoker, A. G. and K. L. N. Charlu: Natural Roughness Effects in Rigid Open Channels, Proc, ASCE, HY9, 1963.
- 16) 本間 仁: 射流現象特に射流の流体抵抗について(1), 土木学会誌 28—5, 昭17年, pp. 465—496.

- 17) White, C. M. : The Equilibrium of Grains on the Bed of Stream, Proc. Roc. Soc. A-174, 1940.
- 18) 杉尾捨三郎：移動床の抵抗法則，水工学シリーズ A-5, 1971.
- 19) 芦田和男，高橋保，水山高久：流路工計画に関する水理学的研究，新砂防 97，昭 50 年 11 月，pp. 9-16.
- 20) Schlichting, H. : Boundary-Layer Theory, McGraw Hill, 1968, p. 40.
- 21) 土木学会水理委員会移動床流れの抵抗と河床形状研究小委員会：移動床流れにおける河床形態と粗度，土木学会論文集，第 210 号，1973.
- 22) 岸 力：移動床流れにおける粗度，1972 年度水工学に関する夏期研修会講義集 A.
- 23) 芦田和男，道上正規：移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究，土木学会論文集，第 206 号，1972 年 10 月，pp. 59-69.



### 第3章 砂礫の移動限界掃流力

#### 第1節 概 説

一様砂礫または混合砂礫を水路内に敷き並べて通水し、流量を増加させてゆくと、少ない流量では砂礫は移動しないが、流量の増加にしたがって時々砂礫が移動するようになる。さらに流量を増すと、非常に活発に移動するようになる。この砂礫の停止と移動の境界を移動限界と呼び、その際の河床のせん断力を限界掃流力と呼んでいる。

限界掃流力はそれを越えると土砂の移動が始まるのであるから、対象とする河川の状況に応じてその値を決定することは、水のみならず土砂礫の輸送経路である河川を取扱って行く上に基本的な事項であることはいうまでもない。したがって、従来から種々の移動限界の定義のもとに限界掃流力に関する研究がなされ、河床勾配の緩い水深の大きい流れに対する限界掃流力はほぼ明らかになっている。しかし、従来の研究成果が山地溪流のように勾配が急で、洪水時においてさえ水深が河床砂礫の粒径の数倍程度であるような流れに適用されるかどうかは明らかでない。むしろ、従来の限界掃流力の結果とは異なることが予想される。

本章では、従来研究のほとんど行なわれていない、急勾配の流れにおける移動限界掃流力を明らかにする。まず、従来の研究について概述し、次いで実験および理論的な考察にもとづいて、急勾配流れにおける一様砂礫の移動限界掃流力および山地溪流のように広い粒度分布を有する混合砂礫の移動限界掃流力を明らかにする。

#### 第2節 限界掃流力に関する従来の研究

##### (1) 次元解析的研究

水流による土砂の輸送現象を支配する物理量は、水の密度 $\rho$ 、粘性係数 $\mu$ 、砂礫の密度 $\sigma$ 、粒径 $d$ 、水深 $h$ 、摩擦速度 $U_*$ 、重力の加速度 $g$ であり、現象を記述する方程式はこれらの項を含んだものであるはずである。いま流砂量 $q_s$ を記述する方程式について考えることにし、上記のようなパラメーターを含む無次元方程式を次元解析によって導くと、

$$\frac{q_s}{\rho U_*^3} = \phi_3 \left( \frac{U_* d}{\nu}, \frac{U_*^2}{(\sigma/\rho - 1)gd}, \frac{h}{d}, \frac{\sigma}{\rho} \right) \quad \dots\dots\dots (3.1)$$

が得られる。移動限界状態を $q_s = 0$ で定義すると、無次元表示した限界掃流力を規定する方程式は(3.1)式より、

$$\tau_*c = \frac{U_*^2c}{(\sigma/\rho - 1)gd} = \phi_4\left(\frac{U_*cd}{\nu}, \frac{hc}{d}, \frac{\sigma}{\rho}\right) \quad \dots\dots\dots (3.2)$$

となる。ここに、左辺は限界掃流力の無次元表示であり、添字cは限界値を示す。

限界掃流力に関する研究は、Shieldsによって1936年に行なわれた。彼は(3.2)式から、 $hc/d$  および  $\sigma/\rho$  の項を省略し、 $\tau_*c$  と  $Re_* (= \frac{U_*cd}{\nu})$  の関係を実験によってプロットし、ほぼ一本の曲線で記述できることを明らかにした。その後の比較的緩勾配における実験結果でもそのような関係が成立することが確かめられており<sup>1)</sup>、Shields 曲線として広く採用されている。

(図-3.1)

限界掃流  
力に比  
重の項 $\sigma/\rho$   
が影響を  
与えない  
理由とし  
てYalin<sup>2)</sup>  
は、 $\sigma/\rho$   
は砂粒運  
動の慣性  
による項  
で移動開  
始の限界

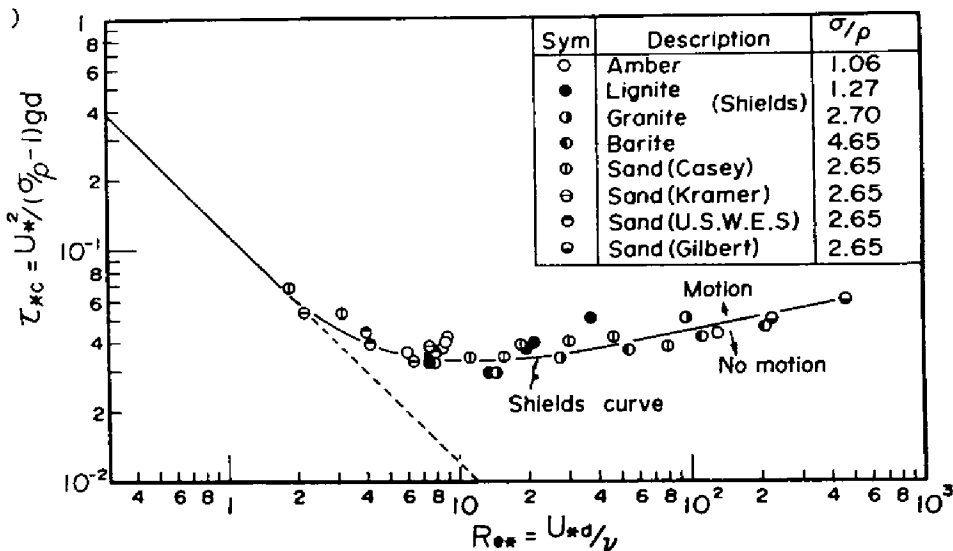


図-3.1 Shields 曲線

状態では静止の釣合い状態にあるのでこの項は考慮しなくてよいとしている。一方、移動直前の粒子は乱れのために振動や回転をすることが観察されており、必ずしも静止から突然移動するとは言えない。Ward<sup>3)</sup>は  $\sigma/\rho$  の影響について議論し、付加質量係数を導入して  $\tau_*c$  を補正している。しかし、図-3.1 では比重の異なる場合も同じ曲線上にのっており、 $\sigma/\rho$  は重要な影響を与えないと考えてよいであろう。

また、限界掃流力に相対水深  $hc/d$  が影響を与えない理由として、Yalin<sup>2)</sup> および Gessler<sup>4)</sup> は、河床付近の流れは乱れを含めて摩擦速度と河床からの距離のみによって決まり水深とは無関係であることをあげている。しかし、急勾配で相対水深の小さな流れについては、その流速分布や乱流特性が明らかになっていないので相対水深の影響について検討する必要がある。限界掃流力に対する相対水深の影響についての従来の研究をみると、例えば Bogárdi<sup>5)</sup> は次元解析より、

$$\tau_*c = \phi_5 \left[ \left( \frac{d}{\nu^{2/3} g^{1/3}} \right)^{3/2}, \left( \frac{hc}{d} \right)^{1/2}, i^{1/2} \right] \quad \dots\dots\dots (3.3)$$

として実験データを相対水深ごとに分類し、 $d/(\nu^{2/3} g^{1/3})$  の一定値に対しては、限界掃流力の無次元表示  $\tau_*c$  が  $(d/h)^2$  あるいは、 $i^{2/3}$  に比例すると述べている。ここに、 $i$  は河床勾

配である。この結果は一定水温のもとで、ある粒径の  $r^*c$  が  $d/h$  または  $i$  が大きくなると大きくなることを示している。ただし Bogardi の用いたデータは  $d/h < 0.2$ ,  $i < 0.025$ ,  $2 < Re_* < 10^4$  の範囲のものであって、 $r^*c$  と  $(d/h)^2$  または  $i^{2/3}$  の関係にかなりのばらつきをもっている。また、Sahap と Aksoy<sup>6)</sup> も  $r^*c$  を  $\frac{d^{2/3}}{\nu} \sqrt{g \frac{\sigma - \rho}{\rho}} > 2.5 \times 10^3$  の範囲で  $d/h$  をパラメーターにして修正する図表を示している。また Neil<sup>7)</sup> は  $d/h$  が約 0.5 にまで及ぶ実験で、 $d/h$  の増加によって限界掃流力がわずかに増加することを指摘している。わが国においても田畑と市ノ瀬<sup>8)</sup> が大礫の限界掃流力について実験を行ない、勾配の増加とともに  $r^*c$  が増加する結果を得ている。

以上のように、従来  $r^*c$  は (3.2) 式右辺の  $Re_*$  のみの関数として整理されることが多かった。しかし、相対水深が小さくなると  $h/d$  も関係するようであり、とくに水深と粒径が同程度であるような場合についての研究が必要であることがわかる。

## (2) 力学的研究

自然の河床砂礫は混合砂であり、流れは一般に乱流で流速変動がある。固体粒子に働く力が抵抗力を上まわると粒子は移動するが、この現象は乱れと粒子の形状および配列の不規則性のために確率的である。限界掃流力に関する力学的研究は例えば Graf<sup>9)</sup> などによってまとめられているが、一般に、限界流速によるもの、抗力または揚力によるものに分けられている。また、平均量を対象とする決定論的なものと、変動を考慮する確率論的なものに分けられ、さらに、一樣砂礫に対するものと混合砂礫に対するものにも分類できる。ここでは、一樣砂礫と混合砂礫に分けて検討する。

### (a) 一樣砂礫の限界掃流力

基本的な考え方として、栗原<sup>10)</sup> や White<sup>11)</sup> のように単位面積に働くせん断応力を単位面積当りの突起砂粒数で割った値を個々の砂粒が受けもって平衡を保っているとするものと、岩垣<sup>12)</sup> のように砂面上の一個の粒子が流体力と摩擦力の釣合いのもとに平衡しているとするものがある。粒径に比して水深が十分大きい場合には、 $r^*c$  は  $Re_*$  のみの関数となり、その関数形は乱流理論より栗原や岩垣らによって考察されている。これらの理論曲線を図-3.6 に示すが、 $r^*c$  は  $Re_* \approx 15$  付近で極小値をとり、 $Re_* \geq 400$  で 0.047~0.06 の一定値をとる。

一方、限界流速式として Carstens<sup>13)</sup> は、

$$\frac{U_c^2}{(s-1)gd} \approx 3.61 (\tan \varphi \cos \theta - \sin \theta) \quad \dots\dots\dots (3.4)$$

を報告している。ここに、 $U_c$  : 限界状態での礫近傍の流速、 $s$  : 砂礫の比重 ( $= \sigma/\rho$ )、 $\varphi$  : 砂礫の内部摩擦角、 $\theta$  : 水路床の勾配である。また、礫近傍流速にかえて平均流速  $U_0$  を用いた研究も多く、Neill<sup>17)</sup> は、

$$\frac{U_{0c}^2}{(s-1)gd} = 2.50 \left( \frac{d}{hc} \right)^{-0.20} \quad \dots\dots\dots (3.5)$$

のような実験式を求めている。

つぎに、水理量の平均値ではなく、その変動を考慮した研究についてみてみよう。Kalinske<sup>14)</sup>は流速変動は正規分布に従い、実際の目的に対しては、

$$|U - \bar{U}|_{\max} \approx 3 \sigma_u \quad \dots\dots\dots (3.6)$$

であるとしている。ここに、 $\sigma_u$  は平均流速  $\bar{U}$  のまわりの変動の標準偏差である。さらに、河床近傍の流速変動の実験結果より、

$$\frac{\sigma_u}{\bar{U}_b} \approx \frac{1}{4} \quad \dots\dots\dots (3.7)$$

を見出した。ここに、 $\bar{U}_b$  は、河床近傍の流速である。(3.6)式と(3.7)式とより、

$$U_{b\max} \approx 1.75 \bar{U}_b \quad \dots\dots\dots (3.8)$$

となる。これは、河床近傍における瞬間の流速が平均流速の1.75倍となることを示しており、掃流力に関しては瞬間値は平均値の3倍となる。

また、Chepil と Woodruff<sup>15)</sup>は、

$$T = \frac{3 \sigma_p + \bar{P}}{\bar{P}} \quad \dots\dots\dots (3.9)$$

という乱れ係数を導入して移動限界を考察している。ここに、 $\bar{P}$  : 粒子近傍での圧力の平均、 $\sigma_p$  : 圧力変動の標準偏差である。

Christensen<sup>16)</sup>は、

$$\frac{\tau}{\tau_c} = \left( \frac{\bar{U} + U'}{\bar{U}} \right)^2 = \left( 1 + \frac{\sigma_u}{\bar{U}} \frac{U'}{\sigma_u} \right)^2 \quad \dots\dots\dots (3.10)$$

とし、Laufer, Fage および Townsend や Reichardt らによる河床近傍で  $\sigma_u/\bar{U} \approx 0.15 \sim 0.18$  であるという実験結果、および Einstein と Elsamni<sup>17)</sup> の揚力に関する実験の際に明らかにされた河床近傍の流速変動は正規分布に従うという結果とにより、 $\sigma_u/\bar{U} = 0.16$  とし、従来の限界掃流力の実験値は  $U'/\sigma_u = 3.09$  に対応する確率 0.001 に一致すると報告している。ここで  $U'$  は流速の変動成分である。

つぎに、確率論的な考察をしているものとして Einstein<sup>18)</sup>, Gessler<sup>19)</sup>, 20), Paintal<sup>21)</sup> らの研究を見てみよう。

Einstein は掃流砂関数を導く基礎として、砂粒の移動について考察し、砂粒が動きだす確率  $P_s$  を交換時間  $t_1$  を用いて絶対確率  $P_s t_1 = P_a$  に置きかえた。ここで、 $t_1$  は粒径  $d$  の粒子の沈降速度を  $w_0$  として  $d/w_0$  に比例するとしている。 $P_a$  は砂粒に働く揚力  $L$  が砂粒の重さ  $W$  より大きくなる確率を意味すると考えると、

$$\left. \begin{aligned} W &\propto g(\sigma - \rho)d^3 \\ L &\propto \rho U^2 d^2 (1 + \eta) \\ U &\propto U_* \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (3.11)$$

であるから、 $1 > W/L$  の条件は、

$$|1 + \eta| > B \psi \text{ または、 } (1 + \eta)^2 > B^2 \psi^2 \quad \dots\dots\dots (3.12)$$

となる。ここに、 $\psi$ ：流れの強度と呼ばれる無次元量 ( $=(\sigma/\rho - 1)gd/U_*^2$ )、 $\eta$ ：時間とともに変化する係数である。 $\eta$  の標準偏差を $\eta_0$ とし、 $\eta = \eta_0 \eta^*$ とおくと移動限界では、

$$[\eta^*] \text{ limit} = \pm B \cdot \psi - (1/\eta_0), \quad B = B/\eta_0 \quad \dots\dots\dots (3.13)$$

となる。 $\eta^*$  の確率は正規分布であるから、

$$Pa = 1 - \frac{1}{\sqrt{\pi}} \int_{-B \cdot \psi - (1/\eta_0)}^{B \cdot \psi - (1/\eta_0)} e^{-t^2} dt \quad \dots\dots\dots (3.14)$$

となる。そして、 $1/\eta_0 = 2.0$ 、 $B = 0.143$ としている。

また、Gessler は限界掃流力について確率的に考察し、top layer の残留確率  $q$  について、

$$q = \frac{1}{\sigma \sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{(\tau_c/\tau) - 1} \exp\left(-\frac{x^2}{2\sigma^2}\right) dx \quad \dots\dots\dots (3.15)$$

とし、 $\tau_c/\tau$  の標準偏差  $\sigma = 0.57$  を実験的に求めている。また時間スケールについて、単位時間当りの移動確率は時間の関数となり、乱れの渦の通過時間たとえば  $d/U_*$  のようなもので無次元化しなければならないとしている。

Paintal は Kalinske や Einstein によるものは、流速変動は考慮しているが粒子の露出度  $e$  に関する考察がないとし、河床粒子の平均河床より上の部分の高さ  $e$  の分布  $E$  を流速変動と同時に考えた。そこでは、粒子が移動するにはその粒子が前後の粒子よりも大きな露出度をもつことが必要、としている。

#### (b) 混合砂礫の限界掃流力

混合砂礫の限界掃流力について、Kramer<sup>22)</sup> や 境<sup>23)</sup> は、混合砂礫中の平均粒径の移動限界に対する混合の特性量、例えば均等係数の影響について実験式を求めている。このように、混合砂をある粒子で代表させ、その粒子の移動限界について一様砂の場合のそれと比較するという方法は、土屋<sup>24)</sup> らによっても行なわれている。土屋は後流の理論によって遮へい係数を考察し、粒度分布の標準偏差が大きくなるほど遮へい係数が小さくなる結果を得ている。しかし、実際の問題として河床低下の際に現るアーミング (Armouring) 現象などを説明するには、混合砂礫の粒径別の限界掃流力を知る必要がある。粒径別限界掃流力としては Egiazaroff<sup>25)</sup> の研究がよく知られている。それによると、まず一様砂について、掃流力  $D$  および抵抗力  $F$  を、粒径  $d$  の球形粒子に対して、

$$D = \frac{\rho}{2} C_D U_*^2 \frac{\pi}{4} d^2 \quad \dots\dots\dots (3.16)$$

$$F = \frac{\pi}{6} d^3 (\sigma - \rho) g \tan \varphi \quad \dots\dots\dots (3.17)$$

とし、 $D = F$ 、 $\tan \varphi = 1$  とし、

$$\tau_* c = \frac{2}{3} \frac{\lambda' c}{C_D \zeta_c^2} \quad \dots\dots\dots (3.18)$$

という移動限界式を得た。ここで、

$$\left(\frac{U_0}{U_*}\right)^2 = \frac{2}{\lambda'} \quad \dots\dots\dots (3.19)$$

$$\zeta = \frac{U_d}{U_0} \quad \dots\dots\dots (3.20)$$

である。ここに、 $U_d$ は底面から  $ad$  の高さにおける流速で、流速分布として対数分布式を用いると、

$$\frac{\lambda'}{\zeta^2} = \frac{2}{\{5.75 \log(30.2a)\}^2} \quad \dots\dots\dots (3.21)$$

となる。つぎに、完全乱流領域の  $\tau_{*c}$  の値が従来の実験値 0.06 に一致するように  $a=0.63$  とし、

$$\tau_{*c} = \frac{0.024}{C_D} \quad \dots\dots\dots (3.22)$$

を得た。完全乱流域では、 $C_D=0.4$  として  $\tau_{*c}=0.06$  となる。また、 $Re_* < 1000$  では  $C_D$  は  $Re_*$  の関数となり、したがって  $\tau_{*c}$  も  $Re_*$  の関数となる。つぎに、混合砂礫の場合にも各粒径ごとに上の手法が適用できるとし、粒径  $d_i$  の粒子に対して  $y=adi$  の流速を対応させた。 $a=0.63$  として、粒径  $d_i$  に対する限界掃流力  $\tau_{*ci}$  は、

$$\tau_{*ci} = \frac{2}{3C_D} \cdot \frac{0.06}{\left(\log 19 \frac{d_i}{d_m}\right)^2} \quad \dots\dots\dots (3.23)$$

となる。完全乱流で  $C_D=0.4$  とすると、

$$\tau_{*ci} = \frac{0.1}{\left(\log 19 \frac{d_i}{d_m}\right)^2} \quad \dots\dots\dots (3.24)$$

となり、実験値とよく一致する。芦田、道上および江頭<sup>26)</sup>は  $d_i/d_m < 0.4$  について、Egiazaroff の式では  $\tau_{*c}$  が過大になりすぎるとし、実験的に  $\tau_{*ci}/\tau_{*cm} = 0.85$  (一定) のように修正している。また、 $d_i/d_m > 0.4$  で、

$$\frac{\tau_{*ci}}{\tau_{*cm}} = \frac{1.64}{\left(\log 19 \frac{d_i}{d_m}\right)^2}$$

$$\times \frac{d_i}{d_m} \quad \dots\dots\dots (3.25)$$

という表現に変えている。(図-3.2) ここで、 $\tau_{*ci}$  および  $\tau_{*cm}$  は粒径  $d_i$  および  $d_m$  に対する無次元表示でない掃流力である。平野<sup>27)</sup>も同様の結果を報告している。なお、完全乱流で  $\tau_{*c}=0.05$ 、 $C_D=0.5$  とすれば、 $a=0.617$  となる。

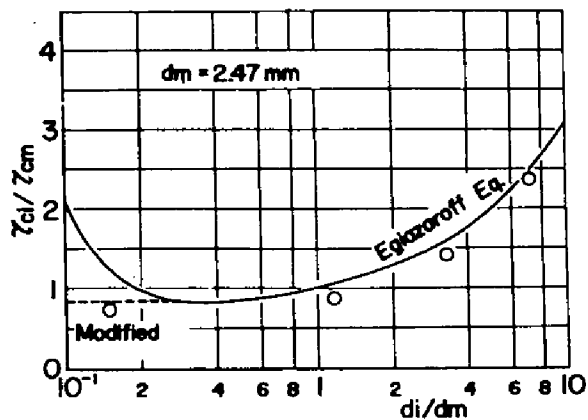


図-3.2 粒径別限界掃流力<sup>26)</sup>

以上、限界掃流力に関する従来の研究を概観したが、その結果さらに解明されなければならない問題点が明らかとなった。すなわち、一様砂の限界掃流力についてみても、河床近傍の流速分布、乱流特性、流体力として河床粒子の相対的な位置などに関するさらに詳細な情報が必要である。例えば岩垣やEgiazaroffの用いた $C_D$ は一様流中の球の抗力係数であり、砂礫河床上のせん断流れの場合における $C_D$ については検討を要する。この点に関してColeman<sup>28)</sup>は一様流中のものとほとんど変わりがないという結果を得ているが、GardeおよびSethurman<sup>29)</sup>は静止流体中の粒子を敷き並べた斜面を転動する球に関する $C_D$ は一様流中のそれに比してかなり大きくなることを示している。移動限界を対象にする場合にはColemanの実験条件が実際のものに近いのであるが、さらに実験結果を集積することが必要である。また揚力係数 $C_L$ に関してChepil<sup>30)</sup>は広いレイノルズ数の範囲にわたって $C_L/C_D = 0.85$ を報告している。また、Chen<sup>31)</sup>は $C_D$ および $C_L$ が $d/h$ の増加とともに減少する傾向を示している。しかし、まだ確定的なものはなく今後流体力の直接測定が必要である。

つぎに、混合砂礫の限界掃流力について実用上は修正Egiazaroff式があてはまることも指摘されているが、その妥当性が確かめられている実験範囲よりも広い粒度分布をもつ混合砂礫による実験が必要であり、この式で示されるように平均粒径 $d_m$ に対する限界掃流力が常に一様粒径のそれと一致するかどうか検証しなければならない。なぜならKramerらによると平均粒径の $r \cdot c$ が均等係数とともに変化する結果になっているし、土屋によれば中央粒径に対する限界掃流力は $\sqrt{d_{84}/d_{16}}$ が1～1.5付近までは一様粒径のものより少し小さくなる傾向があり、1.5以上では大きくなる傾向があるからである。

また、移動限界の理論的な取り扱い方の面からみれば、まず移動限界の定義が問題となる。移動限界を定めて議論を進める方法は、それを越えると急激に流砂量が増大することから十分実用的価値をもつものであるが、とくに混合粒径についてはその定義にある程度のあいまいさを含んでいるので、議論の前提条件としてこの定義をまず明確にすることが必要である。一方、確率論的な研究に関して言えば、先に述べた河床付近の乱流特性や河床の粒子の相対的な位置関係の他に、単位時間に単位面積から飛び出す確率を絶対確率に変換するための時間の物理的な意義を明確にする必要がある。

以上は従来の研究に関する主な問題点を列挙したのであるが、急勾配の相対水深の小さい流れの場合における限界掃流力に関する研究はほとんど行なわれていないので、以上のような問題点の他にまず実験によって現象を明確にすることが必要である。

### 第3節 一様砂礫の移動限界掃流力

#### (1) 実験の概要

##### (a) 実験の範囲と方法

実験は幅20cm、長さ20m、深さ40cmで、勾配を0～0.20の範囲で変化させられる循環式の鋼鉄製水路で行なった。図-3.3のように、この水路内に対象とする粒径の砂礫をニス付したアルミ箱を入れて固定床とし、固定床の箱と箱との間に移動床の部分の設けて、この移動床の部分の砂礫の移動を観察した。移動床の長さは表面に露出した砂礫の数が少なくとも数百個程度あるようにし、厚さは固定砂礫の上に2粒径とした。

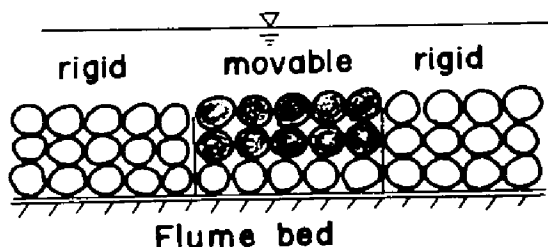


図-3.3 砂礫床概念図

実験に使用したのは表-3.1に示すような3種類の河川砂利である。自然の複雑な形状を持つ

表-3.1 実験に用いた砂礫の特性

No.	Mesh	Sieve diameter ds	Nominal diameter dn	Shape factor	Specific weights	tanφ	Length of movable bed
1	22.2~20.0mm	21.10mm	22.5mm	0.945	2.490	1.0	2.0m
2	12.7~9.5	11.10	12.0	1.008	2.656	1.0	1.0
3	5.66~4.76	5.21	6.4	—	2.507	1.3	0.5

た粒子の粒径を記述するには種々の方法が考えられるが、以後のデータ整理には nominal diameter を用いることにする。その理由は、粒子の重さが移動に対する重要な抵抗力となると考えられるからである。なお、実験に用いた砂礫の内部摩擦角は、空气中においた傾斜板に移動床の箱を載せて粒子が移動を開始する角度とする。

実験の手順としては、まず所定の勾配に水路を設定し、移動床部分を金網で被い、ある流量を流して等流状態になったところで金網を取り除き最初の30秒間とそれを含む3分間に移動床の箱から外へ移動した砂礫の数をそれぞれ測定した。水理量としては、総圧管によって動水勾配を、ベンチュリー管で流量をそして水深と水温を測定した。

##### (b) 移動限界の判定方法

いかなる状態をもって移動限界とするかはいままでも種々議論されているところであるが、ここではある小流量で先に述べた要領の実験を行ない、粒子の移動個数を読み移動床を元に戻して流量を増し同様の実験をくり返すことによって、図-3.4のような30秒間および3分間に移動した個数と水深との関係をグラフに描き、移動粒子個数が0になるであろう最大の水深を、その勾



配における移動限界の水深と定めることにする。図-3.4から、同一の水深に対して30秒間に移動する個数と、3分間に移動する個数にあまり顕著な差がなく、移動床の砂礫の最初の敷き並べ方が移動量を左右するので限界掃流力の決定には注意を要する。なお、移動限界の判定について他の研究者のものをみると、田畑<sup>8)</sup>は図-3.4と類似の図で、掃流砂礫数が急激に増加する点を採用している。また、土屋<sup>24)</sup>は河床単位面積で単位時間に移動を始める砂礫の割合が0.5% / secとなる状態をもって限界としている。他に、流砂量から定義するような方法もよく用いられているようである。<sup>32)</sup>これらの判定基準を比較すると、ここで採用した移動個数0の定義は低い基準といえる。

#### (c) 河床基準面

水深の浅い流れで大きな砂礫を対象にしているので、河床基準面の決定はその結果に大きく影響する。河床基準面の決定法は前章で述べたように、いくつか提案されている。ここでは、3種類の粒径の移動限界掃流力が

$\tau_{*sc}$ と $d/h$ の図においてうまくまとまる高

さを試行錯誤的に捜したところ、先の抵抗の場合に採用した、表面の25%がその面よりも上にあるような高さが適当であることがわかった。そこで、これを河床基準面の定義として採用した。

なお、本実験の範囲においては、大同<sup>33)</sup>の考察しているような、礫が水面から突出した状態での移動は生じていない。

### (2) 実験の結果と理論的考察

#### (a) 実験の結果

以上のようにして行なった限界掃流力の実験結果を表-3.2に示す。なお、壁面粗度の影響

表-3.2 実験結果

$N_n$	$d_n$ (mm)	$i$	$h_c$ (cm)	$Q$ (l/s)	$R_b$ (cm)	$\tau_{*sc}$
11	2.25	0.02	9.15	2.23	7.00	0.0431
12	"	0.05	3.55	7.4	3.25	0.0527

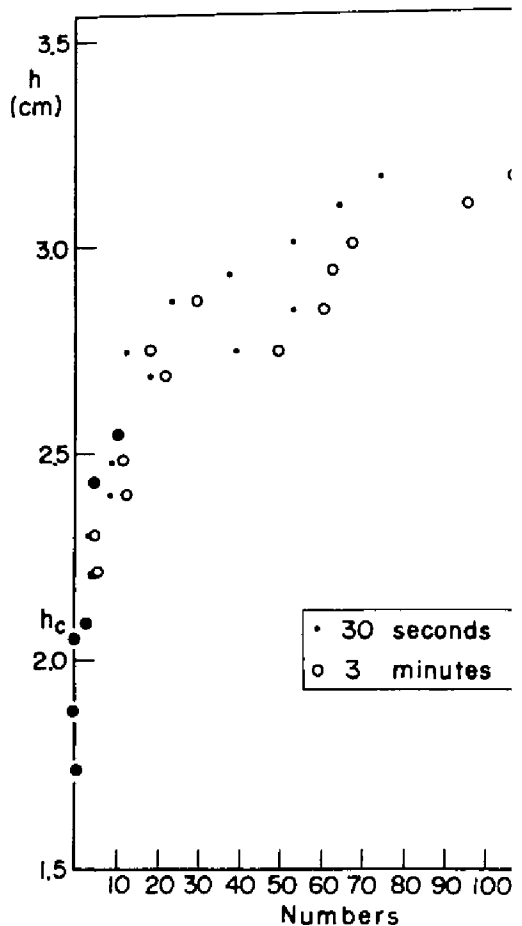


図-3.4 移動砂礫数と水深の関係の例

1.3	22.5	0.075	2.50	4.9	2.37	0.0607
1.4	"	0.10	2.15	-	2.06	0.0743
1.5	"	0.15	1.53	3.05	1.48	0.0894
1.6	"	0.20	1.30	1.7	1.29	0.1178
2.1	12.0	0.01	9.75	13.5	8.20	0.0402
2.2	"	0.025	3.65	5.0	3.40	0.0427
2.3	"	0.05	2.05	-	1.95	0.0535
2.4	"	0.075	1.45	-	1.42	0.0608
2.5	"	0.10	1.20	0.85	1.19	0.0691
2.6	"	0.125	1.15	0.7	1.14	0.0846
3.1	6.4	0.01	5.45	6.5	4.76	0.0386
3.2	"	0.025	2.40	2.4	2.30	0.0461
3.3	"	0.05	1.30	0.85	1.28	0.0546

は Einstein の方法<sup>34)</sup>によって取り除かれている。表中の  $R_b$  は河床に対する径深である。勾配の効果を補正した限界掃流力の無次元表示  $\tau_{*sc}$  と  $d/h_c$  の関係を図-3.5 に示す。図から粒径

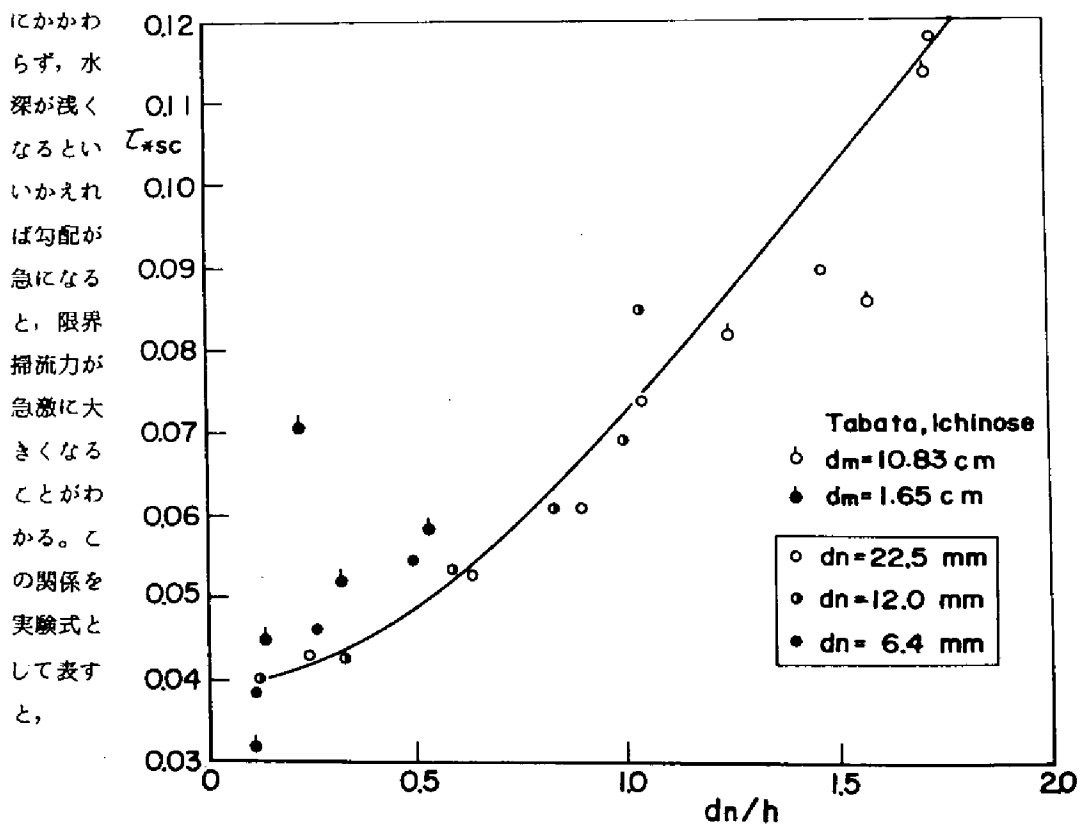


図-3.5 限界掃流力の相対粗度による変化

$$\left. \begin{array}{l} d/h \geq 0.22 \\ r_{*sc} = 0.034 \times 10^{-0.32(d/h)} \\ d/h \leq 0.22 \\ r_{*sc} = 0.04 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (3.26)$$

となる。ここで、 $r_{*sc}$ は後述するような勾配の補正を行なった限界掃流力の無次元表示で、 $r_{*sc} = r_{*c} / (\tan \phi \cos \theta - \frac{\sigma}{\sigma - \rho} \sin \theta)$ である。また、実験結果をShieldsダイアグラム上で表わすと図-3.6のようになる。なお、図-3.5には田畑および市ノ瀬<sup>8)</sup>のデータもプロットした

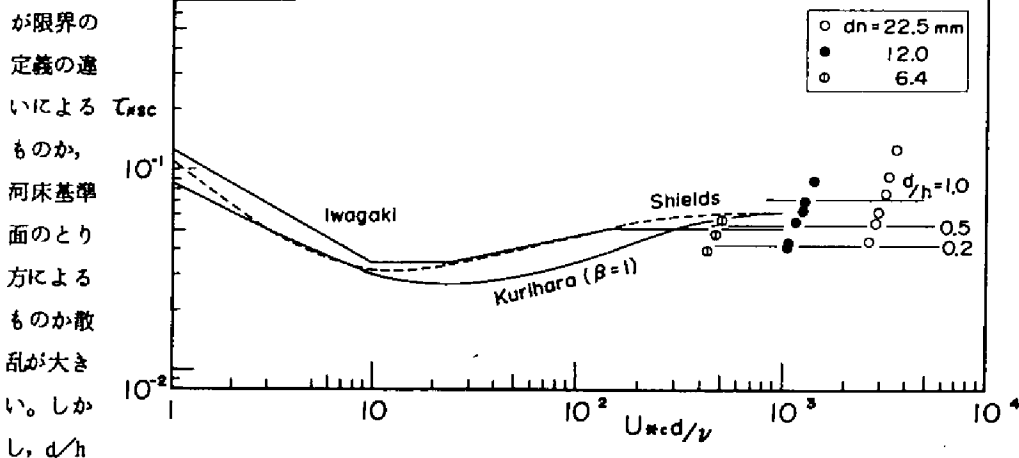


図-3.6 Shieldsダイアグラム上での実験値

$r_{*sc}$ の増加傾向はほぼ一致している。

図-3.5のような結果が現れる理由として、礫近傍の流速の相対粗度による変化の影響が顕著ではないかと考えられるので、つぎに、先の急勾配流れの抵抗則と流速分布とより、限界掃流力の相対粗度による変化特性を説明することを試みる。

#### (b) 実験結果の理論的考察

まず、砂礫の釣合いの式を導く。35) 図-3.7において、固体粒子の移動限界状態では、

$$D + W \sin \theta = (W \cos \theta - L - B) \tan \phi \dots\dots\dots (3.27)$$

が成立する。ここで、 $\theta$ ：水路の勾配、 $D$ ：抗力、 $L$ ：揚力、 $B$ ：浮力、 $W$ ：礫の重量、 $\phi$ ：礫の内部摩擦角である。これらの力は圧力勾配によるものを無視すると、一般に、

$$D = C_D \cdot k_1 \cdot d^2 \cdot \rho \frac{U_c^2}{2} \dots\dots\dots (3.28)$$

$$L = C_L \cdot k_2 \cdot d^2 \cdot \rho \frac{U_c^2}{2} \dots\dots\dots (3.29)$$

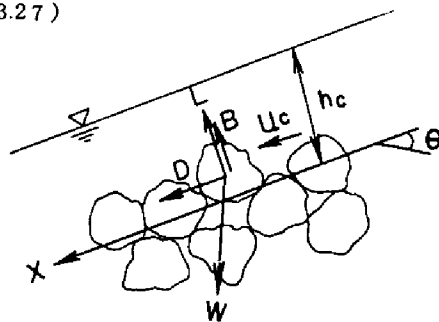


図-3.7 礫の釣合い状態

$$W = \sigma g k_3 d^3 \quad \dots\dots\dots (3.30)$$

$$B = \rho g k_3 d^3 \cos \theta \quad \dots\dots\dots (3.31)$$

と表わされる。ここで、 $C_D$  : 抗力係数、 $C_L$  : 揚力係数、 $k_1, k_2$  : 面積を表すための定数、 $k_3$  : 体積を表すための定数、 $U_c$  : 限界状態での礫近傍の流速である。式(3.28)、(3.29)、(3.30)、(3.31)を(3.27)式に代入すると、

$$\frac{U_c^2}{(S-1)gd} = \frac{2k_3(\tan \varphi \cos \theta - \frac{S}{S-1} \sin \theta)}{C_D k_1 + C_L k_2 \tan \varphi} \quad \dots\dots\dots (3.32)$$

となる。ただし、 $S = \sigma/\rho$  である。

$$U_c = C U_{*c} \quad \dots\dots\dots (3.33)$$

として(3.32)式を書き直すと

$$\frac{U_{*c}^2}{(S-1)gd} \cdot \frac{1}{(\tan \varphi \cos \theta - \frac{S}{S-1} \sin \theta)} = \frac{1}{C_D} \cdot \frac{2k_3}{k_1 + \frac{C_L}{C_D} k_2 \tan \varphi} \cdot \frac{1}{C^2} \quad \dots\dots\dots (3.34)$$

となる。ここで $U_{*c}$ は限界摩擦速度、左辺前半はShieldsパラメーター $\tau_{*c}$ になっている。(3.32)式の形式で限界状態に対する流速を求めようとする方法は限界流速式と呼ばれており、(3.34)式で $C_L=0$ とした方法は抗力論、 $C_D=0$ とするものは揚力論と呼ばれている。(3.32)式や(3.34)式において全ての要素を考慮した研究は少なく、 $\theta=0$ 、 $\tan \varphi=1.0$ として取り扱っている場合が多い。

(3.34)式の左辺はShieldsパラメーターを急勾配に対して補正したもので、これを $\tau_{*sc}$ と書くことにする。この補正の効果の程度を示したものが図-3.8で、勾配とともにかなり大きくなる。簡単のために礫の形状を球とし、遮へい係数 $\epsilon$ を考慮すると、

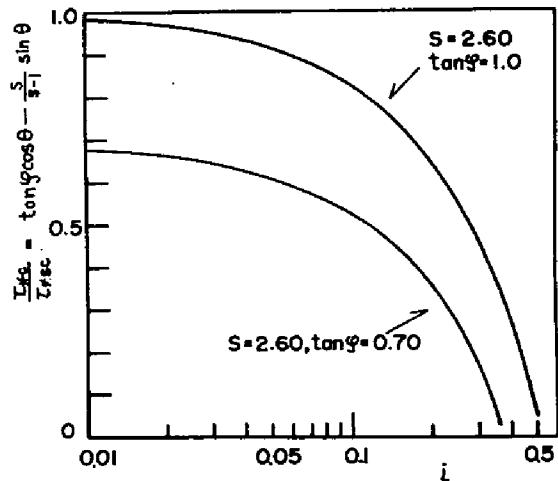


図-3.8  $\tau_{*c}$ を $\tau_{*sc}$ に補正する効果

$$\tau_{*sc} = \tau_{*c} \cdot \frac{1}{(\tan \varphi \cos \theta - \frac{S}{S-1} \sin \theta)} = \frac{1}{C_D} \cdot \frac{4}{3} \cdot \frac{1}{\epsilon (1 + \frac{C_L}{C_D} \tan \varphi)} \cdot \frac{1}{C^2} \quad \dots\dots\dots (3.35)$$

となる。(3.35)式の右辺は抗力係数、揚力係数、遮へい係数、抵抗係数を含んでおり、一般にレイノルズ数と相対粗度の関数であるとみなされるが、完全粗面乱流においては、レイノルズ数には依存しないものと考えられる。

限界状態の釣合いの式、(3.35)式より限界掃流力を求めるには、まず粒子の移動に有効な流速を求める必要がある。いまこの流速を粒子の頂における流速 $U_t$ とすると、 $U_t$ は(2.2)式より、

$$\frac{U_t}{U_*} = \frac{U\delta}{U_*} + \phi \ln \frac{0.15d}{\delta} \quad \dots\dots\dots (3.36)$$

となる。(2.9)式および(2.10)式と(3.36)式より、 $U_o/U_*$ を与えれば、 $U_t/U_*$ が計算できる。ここでは、 $U_o/U_*$ を図-2.5の抵抗係数の図から与え、 $d/h$ と $U_*^2/gd$ に対して $U_t/U_*$ を計算する。

限界掃流力の(3.35)式の右辺および左辺をそれぞれ、

$$X = \frac{1}{C_D} \frac{4}{3} \frac{1}{\epsilon(1+C_L \tan \varphi)} \frac{1}{C^2} \quad \dots\dots\dots (3.37)$$

$$Y = \frac{U_*^2}{(S-1)gd} \frac{1}{(\tan \varphi \cos \theta - \frac{S}{S-1} \sin \theta)} \quad \dots\dots\dots (3.38)$$

とおく。  
 $C = U_t/U_*$   
 とすると、  
 上の結果  
 を用いて、  
 $U_*^2/gd$ と  
 $d/h$ の組  
 に対して  
 $X$ および  
 $Y$ を求め  
 ることが  
 できる。  
 こうして  
 求めた曲  
 線群を  
 図-3.9  
 に示す。  
 同じ $U_*^2/gd$

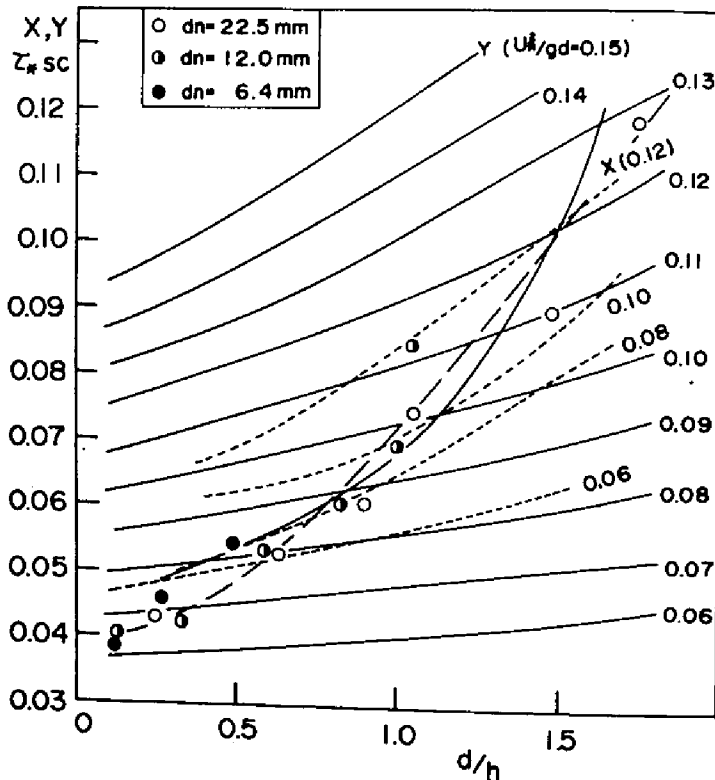


図-3.9 限界掃流力の計算結果

に対する2つの曲線の交点が限界掃流力  $\tau_{*sc}$  を与えることになるが、交点を連ねた曲線は実験値と比較的よく一致している。なお、 $C_D \cdot \epsilon \left(1 + \frac{C_L}{C_D} \tan \phi\right) = 1.0$  としている。

#### 第4節 混合砂礫の移動限界掃流力

前節において、勾配の効果を補正した限界掃流力の無次元量  $\tau_{*sc}$  が相対粗度の関数となことを明らかにしたが、いうまでもなく自然の河床は混合砂礫床であるので、ここでは粒度範囲の広い混合砂礫を用いて、限界掃流力に対する混合砂礫の効果と相対粗度の影響について考察する。

##### (1) 実験の概要

##### (a) 実験水路

実験は長さ15mの可変勾配水路内に長さ3m、幅20cmの鋼鉄製水路をはめ込み、上下流の1mを固定床とし、中の1mを移動床として行なった。(図-3.10)

##### (b) 混合砂礫床

粒径が、1, 2, 5, 7, 12.6, 16.4, 24.5 mmのガラス珠と18.3 mmの磁製球の8種類の粒子を混合し、図-3.11と図-3.12の実験

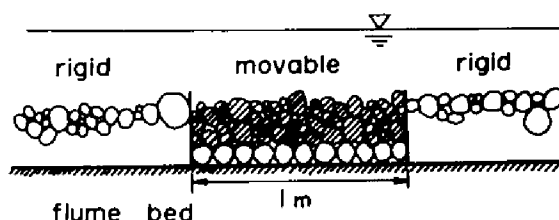


図-3.10 混合砂礫床の概念図

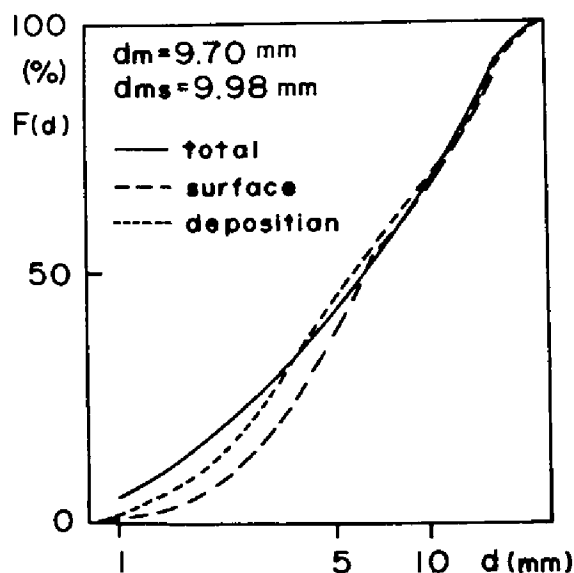


図-3.11 混合Aの粒度分布

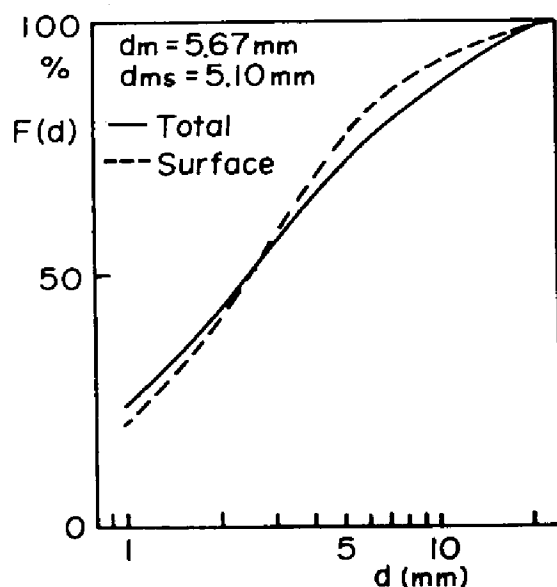


図-3.12 混合Bの粒度分布

で示されるような粒度分布をもつ、2種の混合砂を作製した。図-3.11の混合砂を混合A、図-3.12を混合Bと呼ぶことにする。また川砂を用いて、図-3.13のような混合砂を作り、これを混合A(N)と呼ぶ。図-3.11でdepositionとあるのは、上流より給砂して堆積させた場合の表面の粒度分布である。ガラスビーズの各粒子および自然砂礫の種類については表-3.3に、また各混合砂の特性値である平均粒径 $d_m$  標準偏差 $\sqrt{d_{84}/d_{16}}$  河床表面の平均粒径 $d_{ms}$ 、内部摩擦角 $\phi$ 、および河床の凹凸 $\Delta Z$ を表-3.4に示す。混合砂の

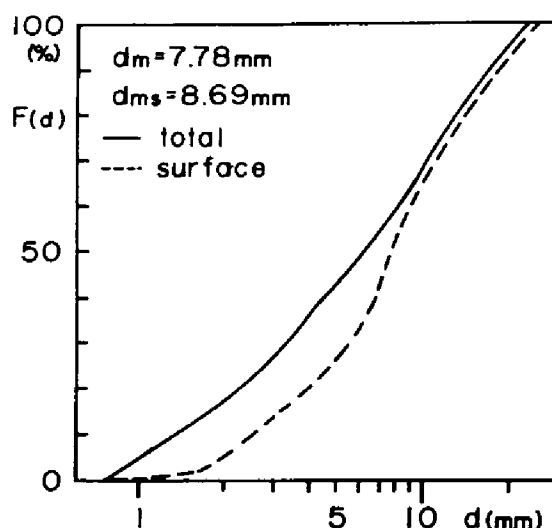


図-3.13 混合A(N)の粒度分布

内部摩擦角について、

表-3.3 実験に用いた材料

$d_i$ (mm)	$\sigma/\rho$	description
1, 2, 5, 7	2.50	glass beads
12.6, 16.4	2.60	glass beads
18.3	2.40	porcelain
24.5	2.53	glass beads
0.84 - 25.4	2.55	river sand

各混合砂とも、

表-3.4 混合砂礫の特性

Mixture	$d_m$ (mm)	$d_{ms}$	$\tan \phi$	$\sqrt{d_{84}/d_{16}}$	$\sigma_{\Delta x=1cm}$	$\sigma_{\Delta x=1cm}/d_{ms}$	$\Delta Z_{\Delta x=1cm}$	$\Delta Z_{\Delta x=1cm}/d_m$
A	9.70	9.98	0.625	2.74	0.401	0.402	0.342	0.343
B	5.67	5.13	0.510	3.106	0.354	0.690	0.177	0.345
A(N)	7.78	8.69	0.983	2.74	0.464	0.534	0.370	0.426

長さ1mのアルミ箱の底にその平均粒径に近い粒子を一層敷き並べて固定床を作り、その上に厚さ4cmに混合砂を敷き並べて移動床とした。なお、実験に際しては各粒径毎に着色し、粒径の判別が容易になるようにした。

### (c) 実験方法

上述の混合砂礫床を用い、勾配は $\sin \theta = 0.02 \sim 0.198$ の範囲で8種類とした。実験手順は一樣砂礫の場合と同様移動床部分を金網でおおい、等流になるのを待って金網を上げ、下流端に流

出する移動砂礫数を30秒間隔で3分間数えた。この間に、ポイントゲージで水深を、流量を三角堰で測定し、水温も測定した。この実験を流量を少しずつ変えながら繰り返した。図-3.14は混合Aの場合の水深と移動個数の関係の一例である。

移動限界の定義として、平均粒径以上の粒子では最初の30秒間に初めて移動する状態を、また平均粒径以下の小さい粒子では網をあげた乱れによって移動したものを除いて、初めて移動する状態を採用した。これは、小さい粒子については金網を上げる際に生ずる乱れによる影響を除くためであり、大きい粒子については時間とともに大きい粒子周辺の小さい粒子が洗い流され河床面がルーズになることおよび、大きい粒子の下流側の局所洗掘により移動しや

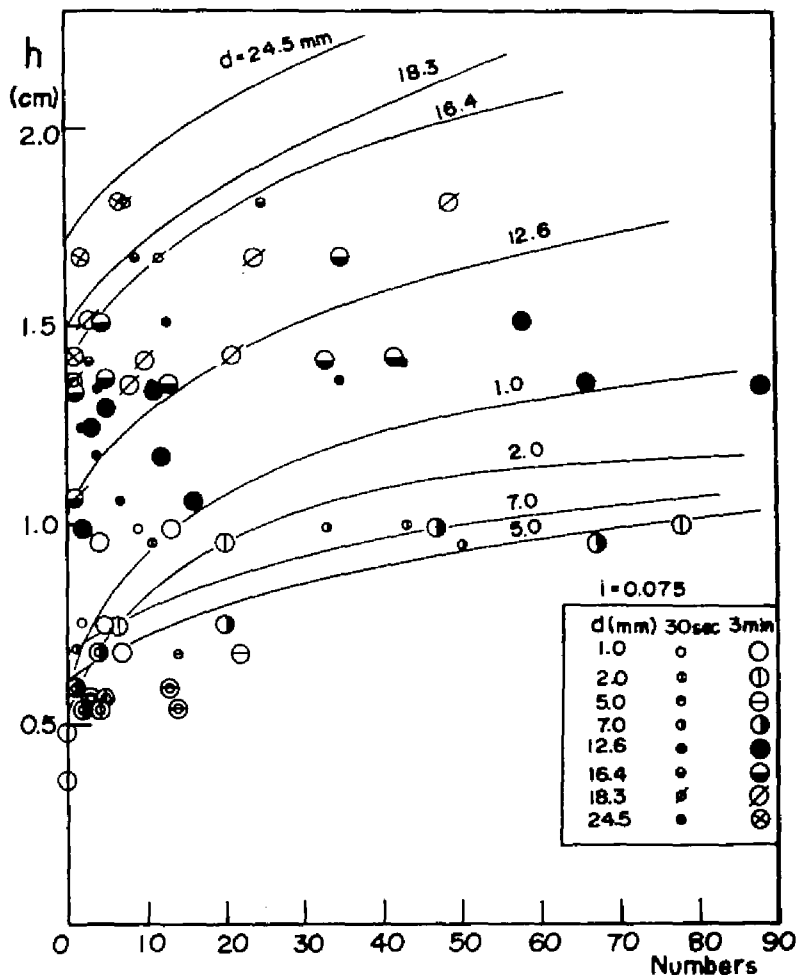


図-3.14 粒径別の移動個数と水深との関係の例

すくなる傾向をもつので、あくまでも初期の河床状態に対する限界掃流力を求めるためである。

また急勾配では、第1章で述べたように、単位幅当りの流量が少なく、通水時間とともに流れの集中が生じ、さらに蛇行が発達する傾向や河床面において崩壊や層状のじりも観察された。ここでは、偏流する場合の移動限界は取り扱わない。

理論河床面は一様砂礫の場合と同様に、その高さより上に河床表面の25%が突出するような高さとした。土屋<sup>24)</sup>によると、理論河床は粒度分布が広がると下がるとされているが、ここでは河床面を理論的に決定することが困難であるので、一様砂の場合と同じように定義する。な



お、側壁の補正は Einstein 法によった。

## (2) 実験の結果および考察

### (a) 実験の結果

混合砂礫床の抵抗と限界掃流力を考える場合、粒径を混合砂礫の代表量で無次元化する必要がある。Yalin<sup>2)</sup>は最大粒径  $d_{max}$  を用いているが、そのように河床に占める割合のごく小さいものが現象を支配していると考えるのは無理がある。そこで何%粒径といったものが代表量となることが期待される。また、限界掃流力と抵抗則は密接に関係しており、どのような粒径の一樣砂礫床の抵抗と等価であるかといった相当粗度的な量を考えることもできる。これは第2章の結果より平均粒径であることがわかっている。Egiazaroff は平均粒径を粗度の代表量として用い、混合砂礫の各粒径を平均粒径で無次元化している。ここでも、平均粒径を用いて結果を整理する。ただし、ここでいう平均粒径は第2章に述べたように表面の平均粒径である。

混合砂 A, B, A(N) の結果を、混合粒径の効果は各粒径の平均粒径  $d_{ms}$  に対する比  $d_i/d_{ms}$  で、また相対粗度の影響は  $d_{ms}/h$  で整理して図-3.15, 3.16 および 3.17 に示す。

これらによると、

粒径、 $d_i$  に対する粒径別限界掃流力  $\tau_{*sci}$  は、 $d_{ms}/h$  の増加とともに増加するという一樣砂と同じ傾向を示しているが、その増加の程度は一樣砂の場合よりも少ないようである。また同じ  $d_{ms}/h$  に対しては粒径の小さいほど大きな  $\tau_{*sci}$  をとり、動きにくくなることを示している。

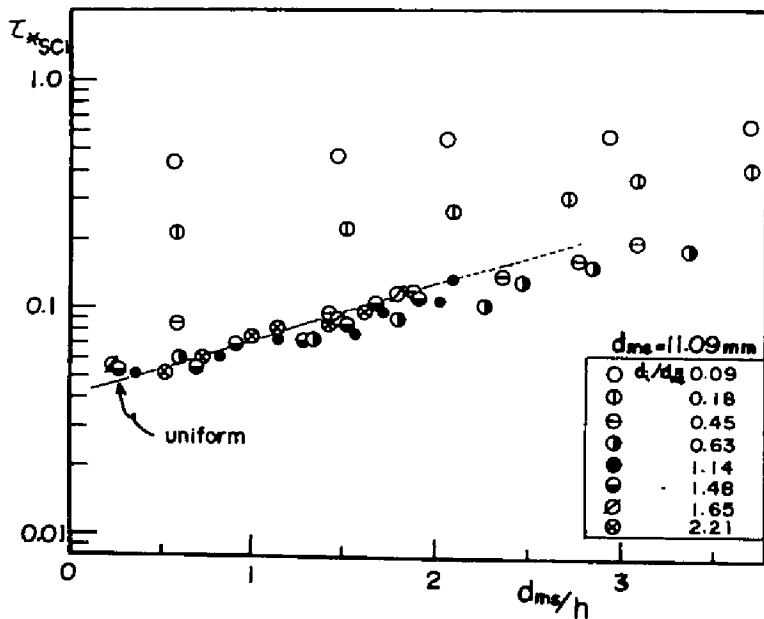


図-3.15 混合Aの粒径別限界掃流力の  $d_{ms}/h$  による変化

ここに、

$$\tau_{*sci} = \frac{U_{*ci}^2}{(S-1)gd_i} \cdot \frac{1}{\left(\tan \varphi \cos \theta - \frac{S}{S-1} \sin \theta\right)} \quad \cdots \cdots (3.39)$$

である。

ガラスビーズを用いた図-3.15

では、平均粒径よりも大きな粒子について  $\tau_{*sci} \neq \tau_{*scm} \neq \tau_{*sco}$  となっている。ここに  $\tau_{*sci}$  は  $d_{ms}$  に対するまた  $\tau_{*sco}$  は一様砂に対する限界掃流を意味する。また図-3.16

の混合Bでは  $d_i/d_{ms} < 2.4$  では小さい粒子ほど移動しにくく、

$d_i/d_{ms} > 2.4$  では大きい粒子が逆に移動しにくくなっている。これらの結果はEgiazaroff式で平均粒径よりも大きい粒子が移動しやすくなる傾向とは相異している。この差には主として敷き並べ方が影響していると考えられるので、種々試みたが結果は変わらなかった。

これに対して図-3.17に示す自然砂礫の混合A(N)の場合には、 $d_i/d_{ms}$ の増加とともに $\tau_{*sci}$ は一方向的に小さくなり、Egiazaroff式の傾向と一致している。これより、この差異は実験材料の違いによるものであることがわかる。すなわち、ガラスビーズの場合は形状が球でしかも表面が滑らかであるために、大きい粒子が上位にとどまりにくく自然砂の場合よりも河床に埋まった

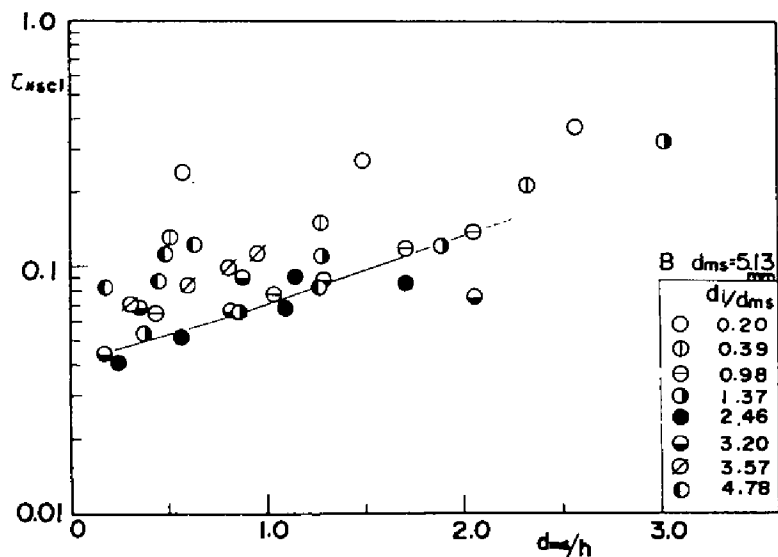


図-3.16 混合Bの粒径別限界掃流力の  $d_{ms}/h$  による変化

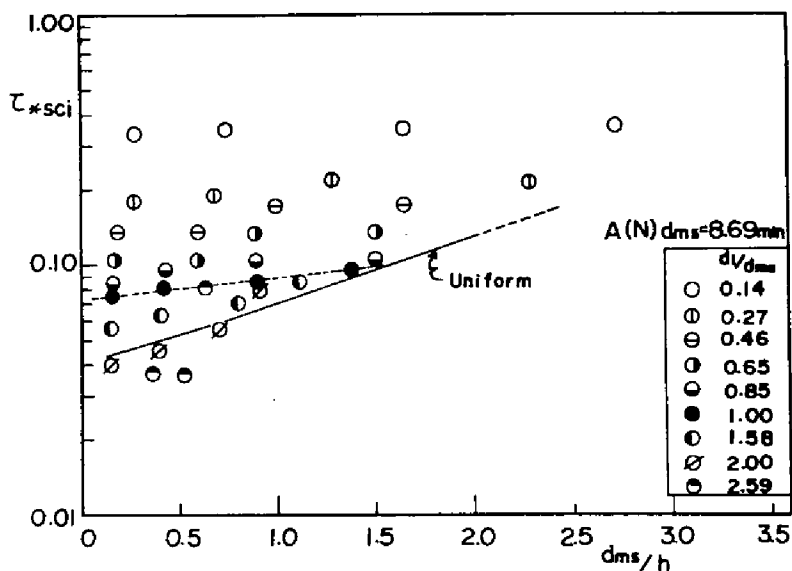


図-3.17 混合A(N)の粒径別限界掃流力の  $d_{ms}/h$  による変化

状態にあり、自然砂礫ではその形状のいびつさの為に大きい粒子が上位に存在することを可能にしていると考えられる。これは、混合A、Bの $\tan \phi$ が混合A(N)のそれよりもかなり小さくなっていることにも現れている。(表-3.4)さらに形状と表面の滑らかさのために抗力が小さくなっていることも考えられる。このように、取り扱いの単純化を期待してガラスビーズを使用したのであるが結果は自然砂礫とは異なり、砂礫の混合効果を評価する材料としては不適当ということになる。それゆえ以下では専ら図-3.17のA(N)の結果について述べることにする。

まず、平均粒径の限界掃流力についてみると、水深が十分大きい場合 $\tau_{*scm}$ は0.07となり一様粒径の0.04に比べて大きくなっている。これより、粒度分布が広くなると平均粒径程度の粒子もそれより大きな粒子によって遮へいされ移動しにくくなっていることがわかる。このように平均粒径の限界掃流力が一様砂礫の場合と比べて増加する程度を土屋<sup>24)</sup>の研究と比較すると図-3.18のようになる。図-3.18

に示されている従来の研究は分布のそれほど広くない範囲で行なわれており、ばらつきも大きいので増加傾向はそれほど顕著ではない。また著者以外の実験は $d_{50}$ を代表粒径として使用している。本研究の場合A(N)の粒度分布は対数正規分布でないので $d_m$ を使用しているが、全体の傾向としては増加するといえる。

図-3.17によると平均粒径の限界掃流力 $\tau_{*scm}$ の $d_{ms}/h$ による増加は、一様砂のそれよりも小さく、 $d_{ms}/h = 1.5$ 程度で一様砂の限界掃流力 $\tau_{*sco}$ に一致するように見える。そこで同じ $d_{ms}/h$ に対する $\tau_{*sco}$ と $\tau_{*scm}$ の比をとって図-3.19のように表した。土屋の研究結果<sup>24)</sup>より、粒度分布の標準偏差が1.5程度まではあまり混合の効果は現れないと考えられるので $\sqrt{d_{84}/d_{16}} = 1.5$ の場合はほとんど推定線のようなと考えられる。 $d/h \rightarrow 0$ の $\tau_{*scm}/\tau_{*sco}$ は図-3.18によって与えられるが、 $d/h$ による変化は今回の実験値を参考にして推定しなければならない。

つぎに、 $d_i/d_{ms}$ の限界掃流力への

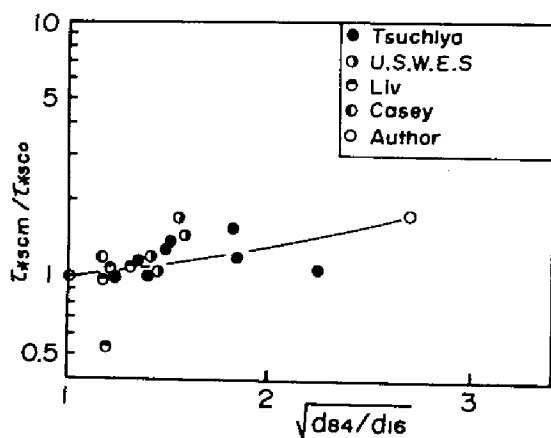


図-3.18 平均粒径の限界掃流力の $\sqrt{d_{84}/d_{16}}$ による変化

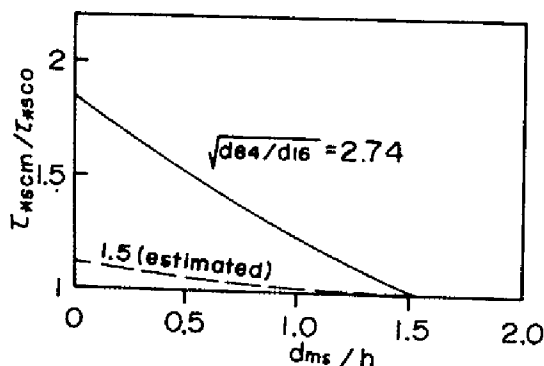


図-3.19 平均粒径の限界掃流力の $d_{ms}/h$ による変化

影響をより明らかにするために、図-3.17より同じ $d_{ms}/h$ に対する $\tau_{*sci}$ を内そうまたは外そうによって求め、平均粒径のそれで正規化して、 $d_i/d_{ms}$ に対する $\tau_{ci}/\tau_{cm}$ の変化を求めたものが図-3.20である。図中に芦田、道上による

修正Egiazaroff式と、 $\tau_{*sci}$ が $\tau_{*scm}$ に常に等しい( $\tau_{ci} = \tau_{cio}$ )場合を示しておいた。これより、 $d/h < 1$ ではほぼ修正Egiazaroff式に一致し、 $d/h$ が大きくなるとともに粒径の小さい方は修正Egiazaroff式よりは動きやすく、また大きい粒子は動きにくくなり一様砂のそれに近づく傾向のあることがわかる。しかし、他の研究結果と比較することは移動限界の定義などの問題もあったり、そういった意味から修正

Egiazaroff式が $d/h \approx 1$ 程度でも適用できると結論できよう。

以上の結果を総合すると、水深が十分大きい場合には、粒度分布が広くなると $\tau_{*scm}$ が $\tau_{*sco}$ に比べて大きくなるが、各粒径別限界掃流力は修正Egiazaroff式によって与えられる。また、相対粗度が増加すると平均粒径の限界掃流力は増加し、それとともに粒径別の限界掃流力の関数形が変化してゆくということになる。現段階では、広い粒度分布をもつ混合砂礫の実験資料が不足しているので、図-1.19や図-1.20を一般的なものとすることができない。さらに資料を集積する必要がある。

ここで、これらの結果について少し説明を加えてみよう。図-3.17の内容は、図-3.19と図-3.20に分けて表現されている。まず、図-3.19で平均粒径の限界掃流力が $d_{ms}/h$ の増加とともに一様砂の値に近づくことは、 $d_{ms}/h$ の増加とともに遮へい効果が減少することを意味し、これは大きい粒子の間を流れる水流が勾配の増加とともに重要な意味を持つようになるためとも考えられる。これは土屋<sup>24)</sup>が述べているような理論河床の変化を思い起こさせる。図-3.20については、本研究のように $\tau_{*scm}$ が粒度分布および $d_{ms}/h$ で変化するような場合にはあまり適切な表現でなく、図-3.18および図-3.19と共に用いて初めて意味を持つものである。

つぎに、ここで明らかになった限界掃流力の変化特性を一様砂礫の場合にならって、力学的に説明することを試みる。

#### (b) 考察

第2章で得られた混合砂礫の情報と流速分布より、粒径別限界掃流力の変化特性を説明する。一様砂礫床で測定した流速分布形が混合砂礫床にも適用できるとして、流速分布を、

$$0 < y < \delta \text{ で、 } \frac{U}{U_*} = A + \phi \ln \frac{y}{\delta} \quad \dots\dots\dots (3.40)$$

$$y \geq \delta \text{ で、 } \frac{U}{U_*} = A + \frac{1}{\kappa} \ln \frac{y}{\delta} \quad \dots\dots\dots (3.41)$$

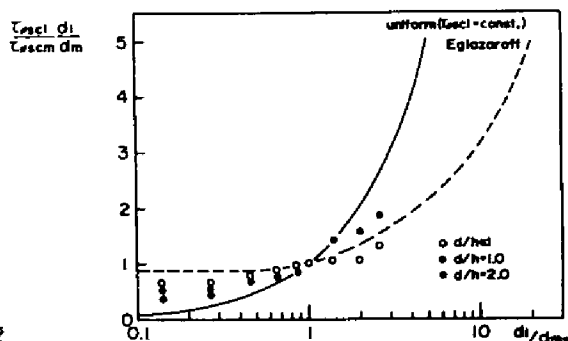


図-3.20 粒径別限界掃流力のEgiazaroff式との比較

とし、 $k=0.4$ 、 $\phi=0.87$ 、 $A=U\delta/U_*$ 、 $\delta=0.8\text{ dms}$ とする。図-2.15より粒径 $d_i$ の粒子については、その粒頂は $y=0.4\text{ dms}$ に存在するとすれば、 $d_i=2\text{ dms}$ 以下の粒子は流速分布の下層内にあり、それ以上については上層に突出していることになる。 $d_i/\text{dms} < 2$ では、その粒頂における流速は、(3.40)式より、

$$\frac{U_{ti}}{U_*} = \frac{U\delta}{U_*} + 0.87 \ln \frac{1}{2} \frac{d_i}{\text{dms}} \quad \dots\dots\dots (3.42)$$

また、 $d_i/\text{dms} \geq 2$ では、(3.41)式より、

$$\frac{U_{ti}}{U_*} = \frac{U\delta}{U_*} + 2.5 \ln \frac{1}{2} \frac{d_i}{\text{dms}} \quad \dots\dots\dots (3.43)$$

となる。図-2.5または図-2.17の抵抗係数を用いて(2.9)式、(2.10)式より $U\delta/U_*$ を求め、(3.42)(3.43)式より粒頂における流速 $U_{ti}/U_*$ を求めることができる。

一方粒径 $d_i$ の粒子の移動限界の式は(3.35)式より、

$$\tau_{*sci} = \frac{U_*^2 c_i}{(S-1)gd_i} \cdot \frac{1}{(\tan\phi \cos\theta - \frac{S}{S-1} \sin\theta)} = \frac{1}{C_D} \cdot \frac{4}{3} \cdot \frac{1}{\epsilon_i (1 + \frac{C_L}{C_D} \tan\phi)} \cdot \frac{1}{C_i^2} \quad \dots\dots\dots (3.44)$$

となる。ここに添字 $i$ は粒径 $d_i$ に対する値を意味する。(3.44)式の右辺の関数形を $X$ 、左辺の関数形を $Y$ とくと、

$$X = \frac{1}{C_D} \cdot \frac{4}{3} \cdot \frac{1}{\epsilon_i (1 + \frac{C_L}{C_D} \tan\phi)} \cdot \frac{1}{C_i^2} \quad \dots\dots\dots (3.45)$$

$$Y = \frac{U_*^2}{(S-1)gd_i} \cdot \frac{1}{(\tan\phi \cos\theta - \frac{S}{S-1} \sin\theta)} \quad \dots\dots\dots (3.46)$$

となる。 $X$ および $Y$ は、 $\text{dms}/h$ 、 $U_*^2/\text{gdms}$ 、 $d_i/\text{dms}$ によって決まる。 $X$ と $Y$ の曲線の交点を連ねて、 $d_i/\text{dms}$ と $\text{dms}/h$ に対する限界掃流力を求めることができる。ここで問題となるのは、(3.45)式の右辺に含まれる係数の与え方であるが、現在、抗力係数、揚力係数に対して決定的なものではなく、遮へい係数についてはさらに明らかでない。先の一樣砂の限界掃流力の計算にあたっては、 $C_D \epsilon (1 + \frac{C_L}{C_D} \tan\phi) = 1.0$ と仮定したが、ここでは $A(N)$ の実験結果を説明するような一種の遮へい係数 $\epsilon'_i$ を算定することにする。ここで $\epsilon'_i$ は、

$$\epsilon'_i = C_D \epsilon_i (1 + \frac{C_L}{C_D} \tan\phi) \quad \dots\dots\dots (3.47)$$

であり、これは抗力係数と揚力係数が変化しないとすれば、一樣砂の場合の遮へい係数との比を表わすものである。 $\epsilon'_i$ を $d_i/\text{dms}$ に対して図-3.21のように与えると、 $\tau_{*sci}$ の $\text{dms}/h$

および  $d_i/d_{ms}$  に対する変化は図-3.22 のようになり、その変化特性が説明される。しかし遮へい係数に多くの複雑な事象が集約されることとなり、さらにミクロな立場から現象を解明することが必要である。

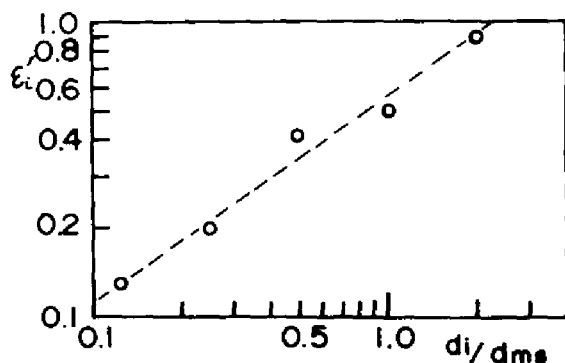


図-3.21  $\epsilon'_i$  と  $d_i/d_{ms}$  の関係

## 第5節 結 語

以上の急勾配水路における一様砂礫および混合砂礫の移動限界掃流力に関する研究から次のことがわかった。

まず一様砂礫の研究において

1) 勾配の効果を補正した Shields パラメーター  $\tau_{*sc}$  は、完全粗面乱流域において相対粗度の関数となり、実験の結果その関数形が求められた。それによると、 $d/h$  の増加とともに  $\tau_{*sc}$  は急激に増加する。

2) 上に求めた限界掃流力の変化特性を、砂礫の釣合いの式と抵抗則から理論的に説明することができた。

さらに考察をすすめるためには、急勾配で相対粗度の大きな流れにおける乱流特性、そのような流れの中に置かれた物体に加わる力の測定などが必要である。

つぎに混合砂礫について、

1) 混合砂礫の平均粒径の限界掃流力は、それより大きな粒子に遮へいされる効果により、一様砂のそれに比して増大する。その割合は  $\sqrt{d_{84}/d_{16}}$  の増加とともに増加し、 $\sqrt{d_{84}/d_{16}} = 2.8$  程

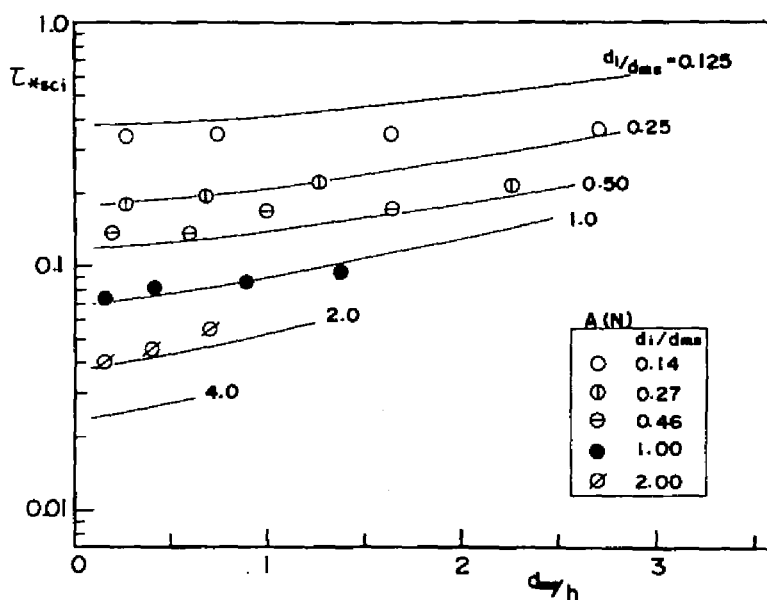


図-3.22 混合砂礫の限界掃流力の計算値と実験値の比較

度の値までの関係が実験的に明らかにされた。さらに広い粒度分布をもつ混合砂礫についてはさらに検討する必要がある。

Ⅰ) 粒径別限界掃流力と平均粒径に対するその比は、 $d_i/d_m$  および  $d/h$  の関数として与えられるが、 $d/h$  の小さい場合には Egiazaroff の関係で近似的に表わされ、 $d/h$  が大きくなるにつれて一様砂の関係に近づく。

Ⅱ) 以上の2つの結果、各粒径の限界掃流力を求めることができるが、粒径別の遮へい係数を仮定することによりその関係を理論的に説明することができた。

## 参 考 文 献

- 1) ASCE Progress Report : Sediment Transportation Mechanics ; Initiation of Motion, Jour. ASCE, HY2, March 1966, pp.297.
- 2) Yalin, M. S. : Mechanics of Sediment Transport, Pergamon, 1972.
- 3) Ward, B. D. : Relative Density Effects on Incipient Bed Movement, Water Resources Research, vol.5, no.5, Oct.1969.
- 4) Gessler, J. : Beginning and Ceasing of Sediment Motion, Chap.7, River Mechanics, vol.1, 1972.
- 5) Bogárdi, J. : Bestimmung der Grenzzustände bei der Geschiebebewegung, Die Wasserwirtschaft, 7. 1968.
- 6) Sahap, Aksoy : The Influence of the Relative Depth on Threshold of Grain Motion, IAHR, ISRM, 1973.
- 7) Neill, C. R. : Mean-velocity Criterion for Scour of Coarse Uniform Bed Material, Proc. 12th Congress of IAHR, 1967.
- 8) 田畑茂清, 市ノ瀬栄彦 : 大礫の限界掃流力に関する実験的研究, 新砂防79, 昭和46年5月.
- 9) Graf, W. H. : Hydraulics of Sediment Transport, Mc-Graw-Hill, 1971.
- 10) 栗原道徳 : 限界掃流力に就いて, 九大流体力学研究所報告, 第4巻, 第3号, 1948.
- 11) White, C. M. : The Equilibrium of Grains on the Bed of Stream, Proc. Roc. Soc., A174, 1940.
- 12) 岩垣雄一 : 限界掃流力の流体力学的研究, 土木学会論文集, 第41号, 1956.
- 13) Carstens, M. R. : Accelerated Motion of Spherical Particles, Trans. A. G. U., vol. 33, 1952.
- 14) Kalinske, A. A. : Movement of Sediment as Bed Load in Rivers, Trans. A. G. U., vol. 28, no.4, 1947.
- 15) Lyles, Woodruff : Boundary-layer Structure Effects on Detachment of Noncohesive Particles, Chap. 2, Sedimentation, 1972.
- 16) Christensen, B. A. : Incipient Motion on Cohesionless Channel Banks, Sedimentation, Chap.4, 1972.
- 17) Einstein, Elsamni : Hydrodynamic Forces on a Rough Wall, Review of Modern Physics, 21, 1949, pp.520—524.
- 18) Einstein, H. A. : Formulas for the Transportation of the Bed Load, Trans. ASCE, vol.107, 1942.
- 19) Gessler, J. : Critical Shear Stress for Sediment Mixtures, IAHR,



- Proc. 14th Congress Paris, 1971.
- 20) Gessler, J. : Behavior of Sediment Mixtures in Rivers, IAHR, ISRM, Bangkok, 1973.
  - 21) Paintal, A. S. : A Stochastic Model of Bed Load Transport, Jour. of Hydraulic Research, vol.9, no.4, 1971.
  - 22) Kramer, H. : Sand Mixture and Sand Movement in Fluvial Models, Proc. ASCE, 1934.
  - 23) 境 隆雄 : 河床砂礫に対する限界掃流力について, 土木学会誌 31, 2, 昭21年2月.
  - 24) 土屋義人 : 混合砂礫の限界掃流力に関する研究, 京大防災研究所年報6号, 昭38年7月, pp. 228-253.
  - 25) Egiazaroff, I. V. : Calculation of Nonuniform Sediment Concentrations, Proc. ASCE, HY4, July 1965.
  - 26) 芦田和男, 道上正規, 江頭進治 : 混合砂礫の移動限界について, 土木学会年講要旨集 昭46年.
  - 27) 平野宗夫 : 混合砂れき河床の変動と平衡河床に関する研究, 土木学会論文集, 第207号, 1972年11月.
  - 28) Coleman, N. L. : The Drag Coefficient of a Stationary Sphere on a Boundary of Similer Spheres. LA HOLILLE BLANCHE, no.1, 1972.
  - 29) Garde, R. J., Sethuraman, S. : Variation of the Drag Coefficient of a Sphere Rolling along a Boundary, LA HOLILLE BLANCHE, 1, no. 7, 1969, pp.727-732.
  - 30) Chepil, W. S. : The Use of Evenly Spaced Hemispheres to Evaluate Aerodynamic Forces on a Solid Surface, Trans. A. G. U., vol.39, no.3, June 1958, pp.397-404
  - 31) Chen, C. N. : Mechanic of Removal of a Spherical Particle from a Flat Bed, IAHR, 1973.
  - 32) 平野宗夫 : Armoringをともなう河床低下について, 土木学会論文集, 第195号, 1971年11月.
  - 33) 大同淳之 : 流れから一部露出したれきの移動限界について, 第27回土木学会年講概要, 1972.
  - 34) 杉尾格三郎 : 移動床の抵抗法則, 水工学シリーズA-5, 1971.
  - 35) 芦田和男, 大同淳之, 高橋保, 水山高久 : 急勾配流れの抵抗と限界掃流力に関する研究, 京大防災研究所年報, 16号B, 昭48年4月, pp.481-494.

## 第4章 掃流砂量

### 第1節 概 説

掃流砂量に関する研究は、1879年のDu Boysの掃流砂公式に始まり、その後多くの実験資料や次元解析的考察から経験式が求められ、さらに流砂モデルを用いて多くの掃流砂量式が提案されている。しかし、山地河川のように、勾配が急で砂礫の粒径範囲の広いような所に十分信頼して適用できる流砂量式は、いまだないのが実状である。本研究は、そうした場合を対象として研究を行なうが、その前提としてまず、従来の代表的な流砂量式を概述しよう。

#### I) Einstein<sup>1)</sup>の掃流砂関数

Einsteinは実験および観察より、①河床上の砂の移動は瞬間的な揚力が砂の重さより大きくなった時に生起する。②定常ではげしい砂粒の交換が掃流砂と河床砂の間に存在する。③個々の砂礫の運動は比較的休止時間の長いステップ関数のようなもので表される。④1ステップの移動距離は流れに無関係で粒径のみに依存する。⑤流砂量の増加はステップ間の平均時間の変化と、移動層厚による。という仮定をおき、次式に示す掃流砂関数を導いた。

$$1 - \frac{1}{\sqrt{\pi}} \int_{-0.143\phi-2.0}^{0.143\phi-2.0} e^{-t^2} dt = \frac{43.5\phi}{1+43.5\phi} \quad \dots\dots\dots (4.1)$$

ここに、 $\phi$ は掃流砂量の無次元量で掃流砂輸送強度とよばれ、

$$\phi = \frac{q_B}{\{(\sigma/\rho - 1)gd^3\}^{1/2}} \quad \dots\dots\dots (4.2)$$

である。ここに、 $q_B$ ：単位幅、単位時間当たりの流砂量である。また $\phi$ は流れの強度とよばれ、

$$\phi = \frac{(\sigma/\rho - 1)gd}{U_*^2} = \frac{1}{\tau_*} \quad \dots\dots\dots (4.3)$$

である。Einsteinは河床波が形成されている時の砂粒移動に有効な掃流力を、径深を分割して与えることを提案した。それは次式によって与えられる。

$$\frac{U_o}{U_*e} = 5.75 \log \left( \frac{12.27 \times R'}{d_{65}} \right) \quad \dots\dots\dots (4.4)$$

ここに、 $U_o$ ：断面平均流速、 $U_*e$ ：有効摩擦速度( $=\sqrt{gR'I}$ )、 $x$ ：係数で砂粒レイノルズ数( $d_{65}U_*/11.6\nu$ )の関数、 $R'$ ：流砂に有効に作用する径深である。

#### II) Kalinskeの研究<sup>2)</sup>

河床単位面積当たりの砂粒数を $n_b$ 、砂粒平均移動速度を $\bar{V}_s$ とすると流砂量は、

$$q_B = \frac{\pi}{6} d^3 \bar{V}_s n b \quad \dots\dots\dots (4.5)$$

と表わされる。Kalinske は、砂粒の瞬間速度  $V_s$  が  $(U - U_c)$  に比例するとして、

$$V_s = b (U - U_c) \quad \dots\dots\dots (4.6)$$

とおいた。ここに、 $b$  : 1 に近い定数、 $U$  : 礫近傍の流速、 $U_c$  : 移動限界時の礫近傍流速である。さらに彼は変動速度が正規分布に従うとして、(4.5) 式を、

$$\frac{q_B}{U \cdot d} = 2.6 F_1(\tau_c/\tau_0) \quad \dots\dots\dots (4.7)$$

の形で表わした。ここに、 $F_1(\tau_c/\tau_0)$  は  $\tau_c/\tau_0$  の関数を示す。

#### Ⅲ) 佐藤、吉川、芦田式

佐藤、吉川および芦田は乱れによる揚圧力が底粒子に与える運動量は、重力が掃流層内の砂粒に与える運動量に等しいと考え、

$$\phi = \varphi F_2(\tau_0/\tau_c) \tau_*^{3/2} \quad \dots\dots\dots (4.8)$$

を導いた。ここに、 $F_2(\tau_0/\tau_c)$  : 係数で  $\tau_0/\tau_c$  の関数、 $\tau_* = U_*^2 / (\sigma/\rho - 1) g d$  である。また、 $\varphi$  は実験より、

$$\begin{aligned} n \geq 0.025 & ; & \varphi = 0.62 \\ n \leq 0.025 & ; & \varphi = 0.62 (40n)^{-3.5} \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (4.9)$$

のように決められている。ここに、 $n$  は Manning の粗度係数である。

#### Ⅳ) Meyer - Peter, Müller の式<sup>3)</sup>

Meyer - Peter らは広範な実験をもとにして、

$$\phi = 8 (\tau_{*e} - 0.047)^{3/2} \quad \dots\dots\dots (4.10)$$

の形の実験式を提案した。ここで、 $\tau_{*e} = U_{*e}^2 / (\sigma/\rho - 1) g d$ 、 $U_{*e}$  : 有効摩擦速度 ( $= (n_b/n)^{3/4} U_*$ )、 $n_b$  : 砂粒抵抗を表わす Stlickler 型の粗度係数で、 $n_b = 0.034 d_{90}^{1/6}$ 、 $n$  : 流れ全体の粗度係数である。

#### Ⅴ) 芦田、道上式<sup>4)</sup>

芦田および道上は、Bagnold の理論と実験より、

$$\phi = 17 \tau_{*e}^{3/2} \left(1 - \frac{\tau_{*c}}{\tau_{*e}}\right) \left(1 - \frac{U_{*c}}{U_{*e}}\right) \quad \dots\dots\dots (4.11)$$

を提案している。なお、有効摩擦速度  $U_{*e}$  は、

$$\frac{U_0}{U_{*e}} = 6.0 + 5.75 \log \frac{R}{d(1 + 2\tau_{*c})} \quad \dots\dots\dots (4.12)$$

により決定される。

Einstein, Meyer-Peter & Müller, 芦田, 道上の式を  
図-4.1に示す。

以上, 代表的な流砂量式をあげたが, Kalinske の式を除くと各式とも河床粗度の効果が直接的または間接的に考慮されており, 河床波が形成された場合を含めて流砂量を統一的に表わすには有効掃流力の考え方が有力であり, これをどのように算定するかが現在でも掃流砂量研究の最も重要な課題となっている。

#### Ⅶ) 混合砂礫の掃流砂量式

混合砂礫の流砂量に関する研究は多くない。これは実験に用いる材料が一様砂またはそれに近いものが多いこと, また実際平野の河川ではそれほど粒度分布が広くなく, 総量としては平均粒径を用いた結果とほぼ同じであるということにもよる。しかし, 山地河川では粒度範囲が広く, 移動しない粒子の存在する場合も多い。また, 非平衡状態でアーマリングが時間とともに進行することを説明しようとする, 粒径別流砂量式が必要となる。

Einstein は細かい砂が粗い砂に遮へいされるための補正係数を導き, 混合砂礫の粒径別流砂量式を提案した。しかしその後の研究で, この補正係数が遮へい効果を過大に評価していることが指摘されている。また, 第3章で述べたような Egiazaroff による粒径別限界掃流力と流砂量式を組合わせた粒径別流砂量式が提案され, アーマリング現象を伴う河床変動の議論に適用されている。5), 6) たとえば, 佐藤, 吉川, 芦田式(4.9)式と組合わせると, 粒径  $d_i$  の流砂量  $q_{Bi}$  は,

$$\frac{q_{Bi}}{f_0(d_i)U_{*di}} = \phi F_2 \left( \tau_0/\tau_{ci} \right) \frac{U_*^2}{(\sigma/\rho - 1) g d_i} \quad \dots\dots\dots (4.13)$$

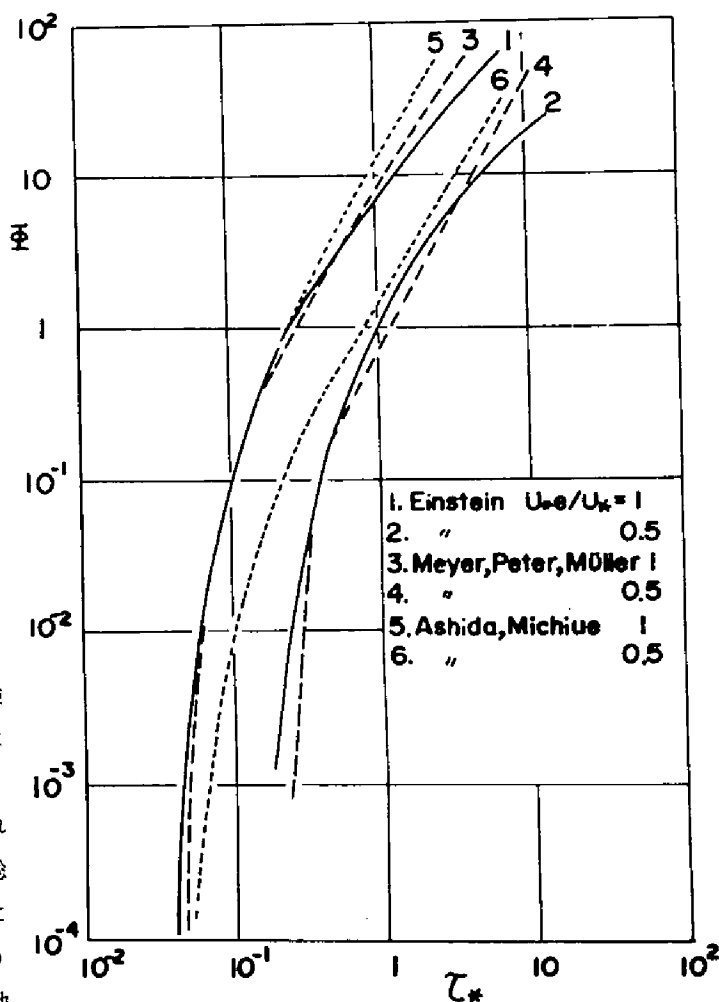


図-4.1 掃流砂量式

となる。ここに、 $\tau_0(d_i)$  : 粒径  $d_i$  の砂礫が河床砂において占める割合、 $\tau_{ci}$  : 粒径  $d_i$  に対する限界掃流力で修正 Egiazaroff 式、図-3.2 で与えられる。

さて、以上のような研究に比べて山地河川を対象とする場合にはどのような問題があるであろうか。まず山地河川では、河床砂礫が大粒径を含む広い粒度分布をもち、通常の出水では移動しない巨礫が存在する場合も多い。また先の限界掃流力の研究で明らかになったように急勾配流れにおいては抵抗が大きくなり、その結果限界掃流力も大きくなっている。それゆえ、流砂量は減少することが予想される。移動しない粒子の存在する河床での wash load について、例えば浅田<sup>7)</sup>によって研究されているが、勾配の影響については検討されていない。そこで以下において、まず掃流砂量式を導き、勾配の影響、混合砂礫の掃流砂量について考察する。

## 第2節 一様砂礫の掃流砂量

### (1) 掃流砂量式の検討

まず、砂礫が移動している場合でも流れの抵抗則は固定床の場合と同じとする。これは急勾配の場合第2章第3節で述べたように無理な仮定ではないし、緩勾配に対しても岸<sup>8)</sup>によればそのようになっている。流砂のモデルとして Bagnold<sup>9)</sup>の考え方は、物理的な意味が明確であるのでここでもそれを採用する。彼は粘着性のない粒子を含む流れの研究によって、次の仮説が成立することを実証した。すなわち、

$$\tau_0 = \tau_G + \tau_F \quad \dots\dots\dots (4.14)$$

である。ここに、 $\tau_0$  : 河床に伝達される全せん断応力、 $\tau_G$  : 粒子の衝突によって生ずるせん断応力、 $\tau_F$  : 流体に生ずるせん断応力である。 $\tau_G$  は、単位体積当たりの流砂の体積を  $N$ 、河床勾配を  $\theta$ 、粒子の動摩擦係数を  $\mu_f$ 、砂および水の密度を  $\sigma$  および  $\rho$ 、重力による加速度を  $g$  とすれば、

$$\tau_G = N(\sigma - \rho)g \cos \theta \cdot \mu_f \quad \dots\dots\dots (4.15)$$

と書くことができる。

均一粒径の流砂濃度が平衡している状態を考え、河床面内の粒子と移動粒子がしばしば交換しながら移動しているものとすれば、河床面内の静止粒子が移動を開始する時、その粒子に作用する掃流力は移動限界以上でなければならない。一方、それまで移動を続けていた粒子は河床に停止しなければならない。すなわち、砂礫が交換しながら平衡状態が保持されるためには、移動限界掃流力と停止限界掃流力とが等しく、かつ河床面に働くせん断応力  $\tau_F$  が丁度そのような状態になっていなければならない。しかし、一般に移動粒子は河床面上の静止粒子よりも突出しているので河床面内の粒子よりも移動しやすい状態にあり、そのまま移動を続ける確率の大きいものと考えられる。すなわち、停止限界掃流力は移動限界掃流力よりも小さく、河床面内の静止粒子に作用する掃流力は、移動限界掃流力を下まわっている状態で流砂の平衡状態が形成される。したがって、

$$\tau_F = K\tau_c \quad \dots\dots\dots (4.16)$$

と書けば、定数Kは1より小さい値をとるはずである。ここに、 $\tau_c$ ：移動限界掃流力である。いまKを合理的に推定する方法はないが、 $\tau_F$ が停止限界掃流力を下まわれば移動粒子が堆積して流砂の平衡が保たれなくなることから、そのぎりぎりの限界として $\tau_F$ は停止限界掃流力に等しいものとする。

つぎに停止限界と移動限界との関係について考察する。移動限界流速 $U_c$ は(3.32)式より粒子を球形として、

$$U_c^2 = \frac{4}{3} \frac{1}{C_D} \frac{1}{\epsilon} \frac{1}{\left(1 + \frac{C_L}{C_D} \tan \varphi\right)} (S-1) g d \left( \tan \varphi \cos \theta - \frac{S}{S-1} \sin \theta \right) \quad (4.17)$$

で表される。ここに、 $S = \sigma/\rho$ である。一方、移動粒子の平均移動速度は力の釣合条件式から、

$$\frac{1}{2} \rho C_D (U_b - \bar{V}_s)^2 - \frac{\pi}{4} d^2 + \sigma g \frac{\pi d^3}{6} \sin \theta = (\sigma - \rho) g \cos \theta \cdot \frac{\pi d^3}{6} \cdot \mu_f \quad (4.18)$$

となる。ここに、 $U_b$ ：移動粒子に対する代表流速、 $\bar{V}_s$ ：粒子の平均移動速度である。(4.18)式より。

$$U_b - \bar{V}_s = \sqrt{\frac{4}{3} \frac{1}{C_D} \{ (S-1) \mu_f \cos \theta - S \sin \theta \} g d} \quad (4.19)$$

であり、 $\bar{V}_s = 0$ の時、 $U_b$ は停止限界流速であるのでこれを $U_{cs}$ と書くと、

$$U_{cs}^2 = \frac{4}{3} \frac{1}{C_D} (S-1) g d \cos \theta \left( \mu_f - \frac{S}{S-1} \tan \theta \right) \quad (4.20)$$

となる。(4.20)式に(4.17)式を代入すると、

$$U_{cs}^2 = \frac{\epsilon \left( 1 + \frac{C_L}{C_D} \tan \varphi \right)}{\tan \varphi} \cdot \frac{\mu_f - \frac{S}{S-1} \tan \theta}{\tan \varphi - \frac{S}{S-1} \tan \theta} \cdot U_c^2 \quad (4.21)$$

となる。第3章の急勾配水路における限界掃流力に関する実験では、 $C_D \epsilon \left( 1 + \frac{C_L}{C_D} \tan \varphi \right) = 1.0$ とすると結果がよく説明できたので、ここでもそれを用い、さらに、 $C_D = 0.5$ 、 $\tan \varphi = 1.0$ とすれば、 $\epsilon (1 + 2 C_L) = 2.0$ となり、(4.21)式は、

$$U_{cs}^2 = \frac{2 \left( \mu_f - \frac{S}{S-1} \tan \theta \right)}{1 - \frac{S}{S-1} \tan \theta} \cdot U_c^2 \quad (4.22)$$

となる。移動限界流速 $U_c$ は粒子頂点の流速で評価されているので、停止限界流速 $U_{cs}$ もこの高さで評価することにすれば(4.22)式の関係はそのまま、

$$U_{*cs}^2 = \frac{2 \left( \mu_f - \frac{S}{S-1} \tan \theta \right)}{1 - \frac{S}{S-1} \tan \theta} \cdot U_{*c}^2 \quad \dots\dots\dots (4.23)$$

となる。ここに、 $U_{*cs}$ ：停止限界摩擦速度、 $U_{*c}$ ：はく離粒子0によって定義される移動限界摩擦速度である。Bagnoldの $\mu_f$ に関する実験結果によれば、 $\mu_f=0.32 \sim 0.5$ であり、fully inertial range (大きな粒径)に対しては $\mu_f=0.32$ である。(4.23)式で、 $\mu_f=0.5$ とすれば $\tan \theta=0$ の時 $U_{*cs}=U_{*c}$ となる。しかし、先の考察から明らかなように $U_{*cs} < U_{*c}$ であるから $\mu_f < 0.5$ のはずである。そこでここでは、実験結果よりみて $\mu_f=0.425$ と仮定する。(4.23)式より、

$$U_{*cs} = \alpha U_{*c} \quad \dots\dots\dots (4.24)$$

と書けば、 $\alpha$ の値は $S=2.60$ として勾配ごとに次の表-4.1のように与えられる。

一方、(4.19)式より、

$$U_b - \bar{v}s = U_{*cs} \quad \dots\dots\dots (4.25)$$

であり、流砂量 $q_B$ は平坦河床では、移動砂粒の体積を $N$ 、粒子の平均移動速度を $\bar{v}s$ として、 $q_B = N \bar{v}s$ で与えられるが、一般に河床波、とくに lower regime の河床波が形成される場合には、河床波の波頂から下流のある範囲にわたって水流のはく離域があり、その部分では流砂は存在しない。したがって、図-4.2のように、河床波の波長 $\lambda$ を後流域 $\lambda_2$ と流砂の存在する部分 $\lambda_1$ に分けて考えることにすれば、流砂量 $q_B$ は、

$$q_B = \frac{\lambda_1}{\lambda} N \bar{v}s \quad \dots\dots\dots (4.26)$$

で与えられることになる。(4.25)式を

(4.26)式に代入すると、

$$q_B = \frac{\lambda_1}{\lambda} N (U_b - U_{*cs}) \quad \dots\dots\dots (4.27)$$

表-4.1 勾配による $\alpha$ の値

$\tan \theta = i$	$\alpha$	$\alpha^2$
0	0.922	0.85
0.015	0.906	0.821
0.022	0.899	0.807
0.025	0.898	0.806
0.049	0.867	0.751
0.100	0.791	0.626

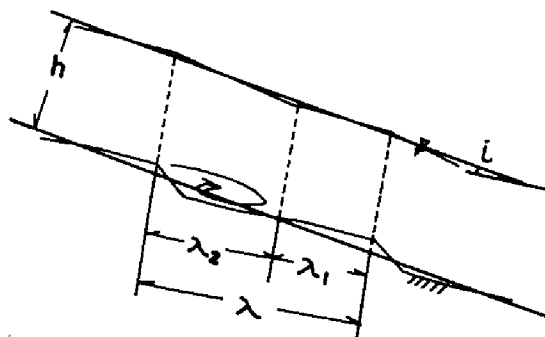


図-4.2 河床波の模式図

となる。ただし、 $U_b$ は $\lambda_1$ の部分における河床面流速である。 $\lambda_1$ の部分における有効掃流力を $\tau_{o1}$ と書くと、(4.14)式、(4.15)式および(4.16)式より、

$$\tau_{o1} = N(\sigma - \rho)g \cos \theta \cdot \mu_f + K \tau_c \quad \dots\dots\dots (4.28)$$

となる。 $\tau_c$ として、はく離0の定義を用いることにして、 $K = \alpha^2$ とおき、

$$U_{b1} = \beta_1 U_{*1} \quad \dots\dots\dots (4.29)$$

と書けば、

$$q_B = \frac{\lambda_1}{\lambda} \frac{\beta_1}{(S-1)g \cos \theta \cdot \mu_f} \cdot U_{*1}^3 \left(1 - \frac{\alpha^2 \tau_{*c}}{\tau_{*1}}\right) \left(1 - \alpha \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\tau_{*1}}}\right) \quad \dots\dots\dots (4.30)$$

が得られる。(4.30)式で $\lambda_1/\lambda$ 、 $U_{*1}$ および $\beta_1$ の値が未知であり、これらの値を見積る必要がある。河床波形状が与えられれば計算されるが、現段階でそれを仮定するには無理があるのでここでは河床波上の掃流砂量については議論しない。

まず、緩勾配の平坦河床(Flat Bed)の場合について考える。緩勾配平坦河床上においては、流速分布形として対数則が当てはまり、

$$\beta_1 = 8.5 + 2.5 \ln \frac{y}{k_s} \quad \dots\dots\dots (4.31)$$

となる。ここに、 $y$ ：理論河床面からの高さ、 $k_s$ ：相当粗度である。 $k_s$ として河床砂の粒径 $d$ をとり、理論河床面は緩勾配水路に対して粒子頂点から $0.25d$ 下方に存在するものとする。前述のように $\beta_1$ の評価高さは粒子頂点の高さであるから $y = 0.25d$ であり、結局(4.31)式から $\beta_1 = 5.03$ を得る。緩勾配水路では $\tan \theta \approx 0$ と考えられ、 $\alpha \doteq 0.92$ であるから流砂量式は平坦河床について、 $\lambda_1/\lambda = 1$ として、

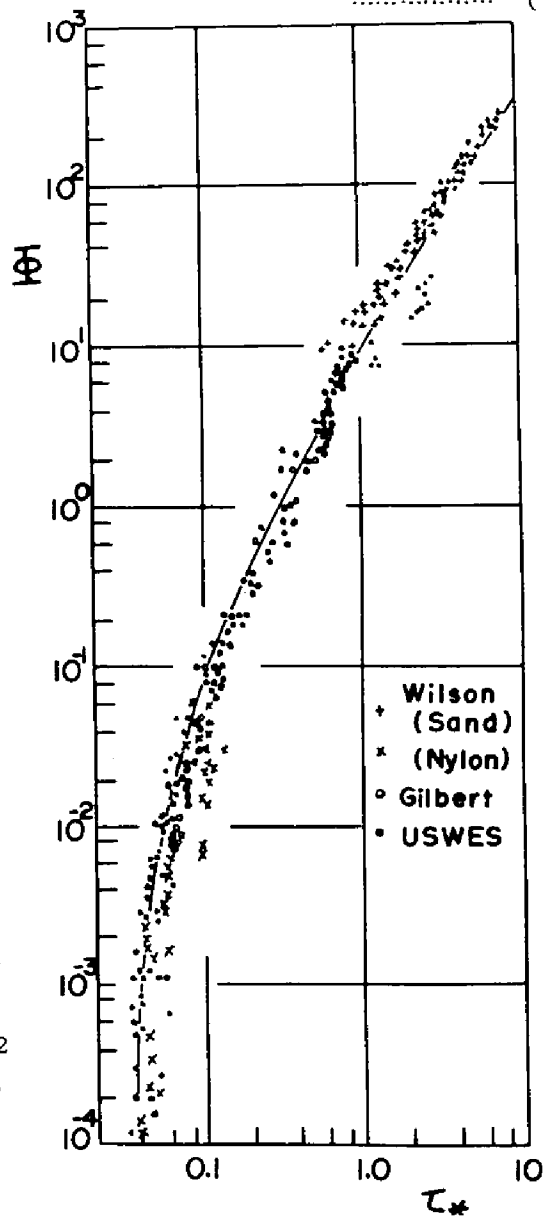


図-4.3 Flat Bedでの流砂量と(4.32)式との比較



$$\phi = 12 \tau_*^{3/2} \left( 1 - 0.85 \frac{\tau_* c}{\tau_*} \right) \left( 1 - 0.92 \sqrt{\frac{\tau_* c}{\tau_*}} \right) \quad \dots\dots\dots (4.32)$$

となる。図-4.3は平坦河床の場合の従来の実験結果<sup>9)</sup>と(4.32)式を比較したものであり、その合致の程度はよい。ただし、 $\tau_* c$ として0.04をとっている。

## (2) 急勾配水路における掃流砂量

以上は比較的緩勾配の場合であるが、河床勾配が急になると(4.30)式の $\alpha$ の影響、限界掃流力が大きくなることによる影響、さらには抵抗則が変化して $\beta_1$ が変化することの影響が重なり、図-4.3の曲線関係が変化することが考えられる。

第2章に述べたように、急勾配水路における抵抗に関する実験によれば摩擦抵抗係数 $f$ は、 $d/h$ および $\tau_*$ の関数であり、緩勾配の場合に比べて非常に大きくなっている。また流速分布形の実験結果によれば、河床面近傍に流速の一樣化する層(厚さ $\delta$ )があり、それより上方では $\kappa=0.4$ とした対数分布則が成立する。すなわち、

$y \leq \delta$ に対して、

$$\frac{U}{U_*} = A + \phi \ln \frac{y}{\delta} \quad \dots\dots\dots (4.33)$$

$y > \delta$ に対して、

$$\frac{U}{U_*} = A + \frac{1}{\kappa} \ln \frac{y}{\delta} \quad \dots\dots\dots (4.34)$$

である。 $\delta/h \leq 1.0$ の範囲において、(4.33)式および(4.34)式を用いて抵抗係数を求めると、

$$\sqrt{\frac{8}{f}} = A - 2.5 \left( 1 - \frac{\delta}{h} \right) - \phi \frac{\delta}{h} - 2.5 \ln \frac{\delta}{h} \quad \dots\dots\dots (4.35)$$

となる。前述のように $f$ は、相対水深 $d/h$ と $\tau_*$ の関数であるから、結局 $A$ 、 $\delta$ 、 $\phi$ の値も相対水深と $\tau_*$ の関数あるいは、勾配と $\tau_*$ の関数として与えられることが期待される。しかし、実験資料の範囲が限られているので $A$ 、 $\phi$ および $\delta$ の変化特性を一般的に論ずることは難しい。ここでは、第2章と同様 $\phi=0.87$ 、 $\delta=0.8d$ とし、(4.33)式および(4.35)式と図-2.11の抵抗係数を用いて $y=0.15d$ の高さで、(4.30)式の $\beta_1$ を求めると図-4.4のようになる。ここでは、図-4.4と、後述する急勾配水路における流砂量をうまく説明するように、

$$\beta_1 = (5 - 10\sqrt{i}) \tau_*^{-\sqrt{i}} \quad \dots\dots\dots (4.36)$$

のように与えることにする。(4.36)式は、図-4.4からわかるように、 $i > 0.05$ でよく一致している。また、勾配による $\tau_* c$ の変化は第

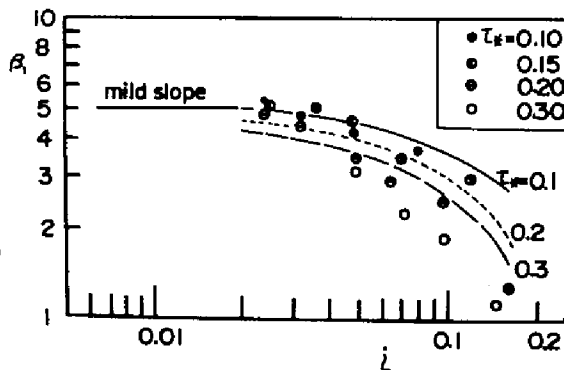


図-4.4  $\beta_1$  の計算値

3章の実験結果より、図-4.5で与えられ、

$$\tau_{*c} = 0.04 \times 10^{1.72i} \quad \dots\dots\dots (4.37)$$

である。ただし、 $\sigma/\rho = 2.60$ ,  
 $\tan \varphi = 1.0$ ,  $i = \tan \theta$  である。  
 したがって、急勾配平坦河床における  
 掃流砂量式は、

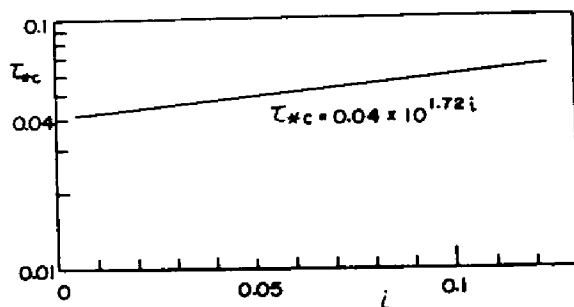


図-4.5 限界掃流力の勾配による変化

$$\phi = \frac{12 - 24\sqrt{i}}{\cos \theta} \tau_*^{(1.5\sqrt{i})} \left(1 - \alpha^2 \frac{\tau_{*c}}{\tau_*}\right) \left(1 - \alpha \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\tau_*}}\right) \quad \dots\dots\dots (4.38)$$

で与えられる。  
 (4.38)式の関  
 係を著者による  
 実験値とともに  
 プロットすると、  
 図-4.6のよう  
 になる。(4.38)  
 式は  $i_0 = 0.022$   
 に対して実験値  
 との対応関係が  
 よくないが、ほ  
 ぼ満足すべき結  
 果を与えている。

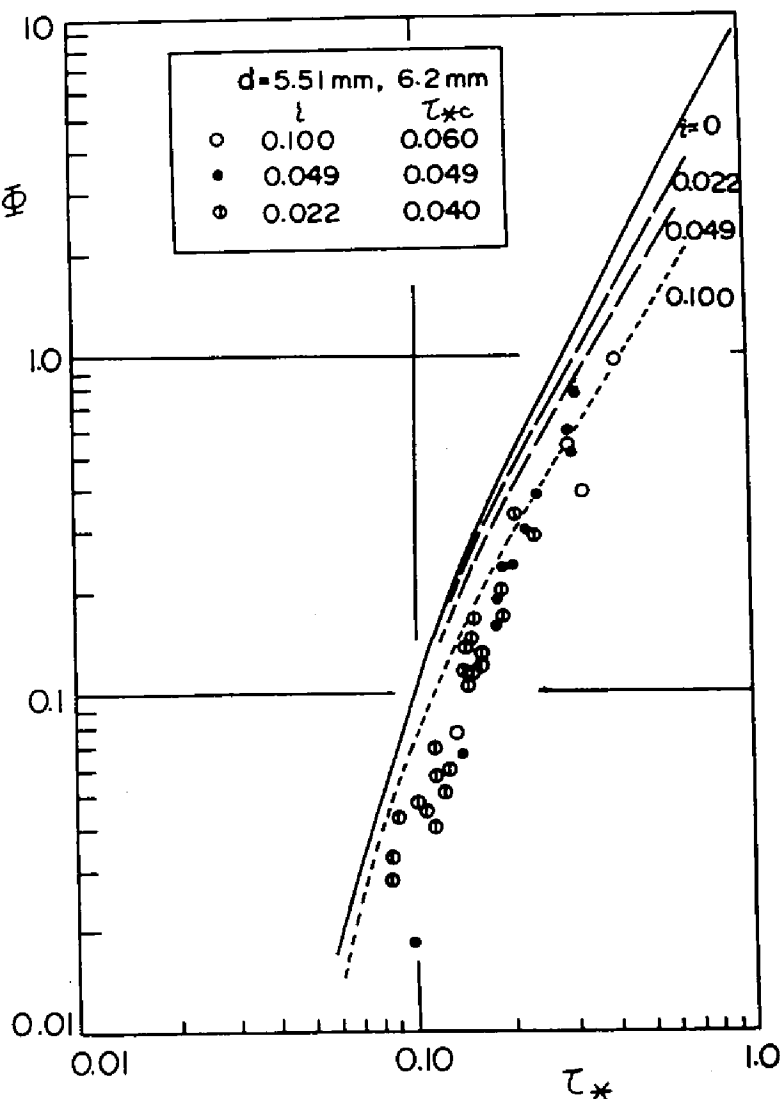


図-4.6 急勾配水路の掃流砂量と(4.38)式の比較

### 第3節 混合砂礫の掃流砂量

#### (1) 混合砂礫の停止限界掃流力

混合砂礫に対する移動限界掃流力の実験によれば、 $d_i/d_m < 1$  に対しては限界掃流力は粒径にかかわらずほぼ一定であり、 $d_i/d_m > 1$  に対しては粒径とともに増加する。したがって、ある一定の水理条件下においては、河床表面に静止している各粒径にはば移動限界に相当する掃流力が働くことは不可能であり、流砂の平衡状態は河床砂に働く掃流力が各粒径の移動限界にあるという条件下では成立しえない。

図-4.7は、平野および芦田、道上の実験結果と佐藤、吉川、芦田式に修正 Egiazaroff 式を代入したものと比較したものである。4) これによると、 $d_i/d_m < 0.7$  でよく適合しており、 $d_i/d_m \geq 0.7$  では実験値が計算値より大きくなり、 $d_i/d_m$  が大きくなるほどその適合性は悪くなる。これは混合砂礫流砂量式中の限界掃流力として修正 Egiazaroff 式を代入する方法は適当でないことを示している。一方、混合砂礫に対する流砂実験においては、大粒径のものは河床砂とは容易に交換せず、運動を継続する性質のあることが観察される。このことは、とくに平均粒径よりも大きい粒径をもつ粒子の停止限界掃流力は、移動限界掃流力に比べて小さいことを示唆

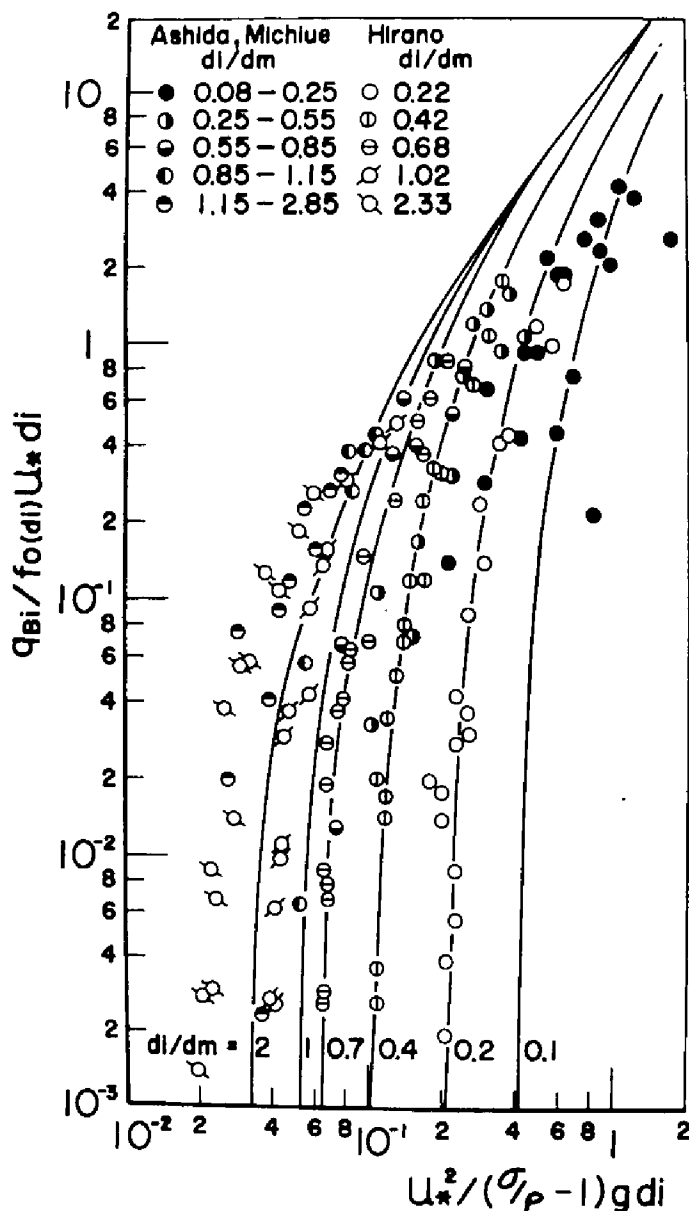


図-4.7 混合砂礫の掃流砂量の実験値と計算値の比較

している。一様粒径の場合と同様に流体から河床へ伝達される掃流力が停止限界掃流力となって、流砂の平衡が保持されるものと考え、粒径ごとに平衡になっていなければならないという条件は、各粒径に対する停止限界掃流力が移動限界掃流力より小さく粒径に無関係に等しいことを要求する。そこで、停止限界掃流力を求める実験を行なった。

幅5.0cm、長さ1.7mの可変勾配水路の中に粒径( $k$ )3.5mmの均一砂を厚さ1cmに敷き、これをニス付けして固定床とした。ここで、混合砂礫床と平均粒径の等しい一様砂礫床とを等価とみなすことについては、第2章で述べた平均粒径が等しければ粒度分布に無関係に河床の凹凸の程度は等しいという実験的事実にもとづいている。今回半粒径ピッチで測定した凹凸( $\Delta \bar{z}$ )は1.59mmであった。この固定床上に砂粒を1個ずつ落とし、これを追跡して移動速度( $\bar{v}_{si}$ )を測定した。停止限界は、砂粒の平均移動速度と摩擦速度の図を書いて移動速度が0となる摩擦速度として定義し、図中で外挿して求めた。結果をEgiazaroffの粒径別移動限界とともに示すと図-4.8のように

なり、停止限界掃流力は粒径に無関係にはほぼ一定となっていることがわかる。なお、 $d_i/d_m < 1$ では固定床であることの影響が現れ、砂粒は河床の凹凸の中に捕捉されて大きな停止限界掃流力となっている。しかし、移動床では修正

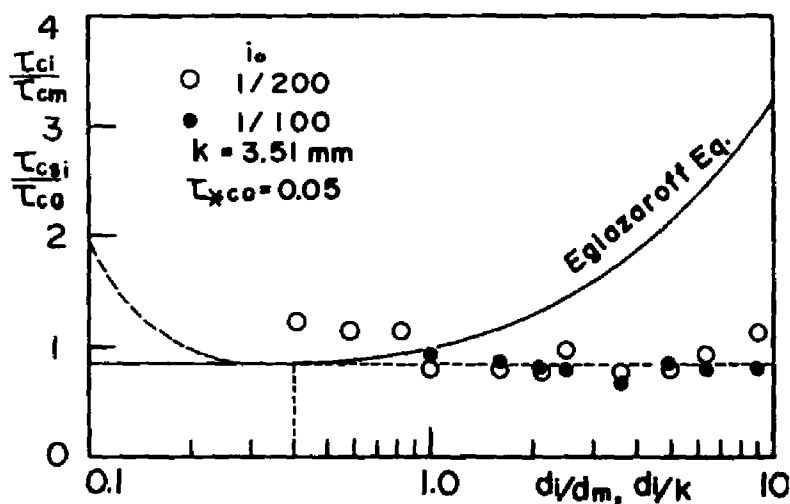


図-4.8 粒径別停止限界掃流力

考え方と同様、より大きな粒子が移動状態にあれば遮へい効果はほとんど消えるので、平均粒径程度の停止限界に一致すると考えられる。

## (2) 混合砂礫の掃流砂量式

上述のように、混合砂礫の停止限界掃流力が粒径に無関係にほぼ等しいことが確かめられた。そこで第2節と同様の方法を適用して、平坦河床における混合砂礫の掃流砂量式について考察する。

$$U_{bi} - \bar{v}_{si} = U_{csi} \quad \text{..... (4.39)}$$

であり、粒径ごとの流砂量 $q_{Bi}$ は、

$$q_{Bi} = N_i \bar{v}_{si} \quad \text{..... (4.40)}$$

である。ここに、 $U_{bi}$ ：粒径 $d_i$ に作用する流速で、一様砂礫の場合と同様に河床面頂点で評

価すると、粒径にかかわらない値となる。 $\bar{V}_{si}$  :  $d_i$  の粒子の平均移動速度、 $U_{csi}$  :  $d_i$  に対する停止限界の流速、 $N_i$  :  $d_i$  の単位面積当たりの移動量である。したがって、

$$r_o = \sum_i N_i (\sigma - \rho) g \cos \theta \cdot \mu_{fi} + K r_{cm} \quad \dots\dots\dots (4.41)$$

である。ここに、 $r_{cm}$  : 平均粒径に対する移動限界掃流力である。 $K r_{cm}$  がほぼ停止限界掃流力に等しいとすれば、 $K = \alpha^2$  で図-4.8より緩勾配で  $\alpha^2 = 0.85$  となり一様砂礫の場合と一致する。

河床の凹凸の程度は、平均粒径で基準化した場合、混合粒径でも一様粒径でも同じであって、動摩擦係数  $\mu_{fi}$  は粒径ごとに変化することが予想されるが、ここでは各粒径に対して一定値としても一様粒径の場合と等しく 0.425 になることにしておく。

また、単位面積当たりに存在する粒径  $d_i$  の移動粒子数  $N_i$  は、とくに大粒径が移動しないような選択流出に対しては河床砂の粒度分布とは無関係となることが予想されるが、ここでは最大粒径も移動しているような状態をまず考えることにして、河床砂中に占める  $d_i$  の割合、 $f_o(d_i)$  に比例するとすると、

$$N_i = f_o(d_i) \sum_i N_i \quad \dots\dots\dots (4.42)$$

であって、(4.41)式は、

$$r_o = \frac{N_i}{f_o(d_i)} (\sigma - \rho) g \cos \theta \cdot \mu_f + \alpha^2 r_{cm} \quad \dots\dots\dots (4.43)$$

となり、(4.31)式、(4.32)式とより、

$$q_{Bi} = \frac{r_o - \alpha^2 r_{cm}}{(\sigma - \rho) g \cos \theta \cdot \mu_f} (U_b - U_{csi}) f_o(d_i) \quad \dots\dots\dots (4.44)$$

となる。 $U_b$  および  $U_{csi}$  の評価高さは、いずれも河床の粒子頂点であるから、

$$U_b - U_{csi} = \beta_1 (U_* - U_{*csi}) \quad \dots\dots\dots (4.45)$$

と書くことができ、(4.44)式は、

$$\frac{\phi_i}{f_o(d_i)} \left( \frac{d_i}{dm} \right)^{3/2} = \frac{\beta_1}{\cos \theta \cdot \mu_f} \cdot r_{*m}^{3/2} \left( 1 - \alpha^2 \frac{r_{*cm}}{r_{*m}} \right) \left( 1 - \alpha \sqrt{\frac{r_{*cm}}{r_{*m}}} \right) \quad \dots\dots\dots (4.46)$$

のように変形される。ここに、 $\phi_i = \frac{q_{Bi}}{\{ (\sigma/\rho - 1) g d_i^3 \}^{1/2}}$ 、 $r_{*m} = \frac{U_*^2}{(\sigma/\rho - 1) g d_m}$

である。

(4.46)式の係数  $\beta_1$  は河床の凹凸の程度が一様砂の場合と同程度であることにより、一様砂礫の場合と同一の値をとってもよいものと考えられるので、

$$\begin{aligned} \frac{\phi_i}{f_o(d_i)} \left( \frac{d_i}{dm} \right)^{3/2} &= \frac{12 - 24\sqrt{i}}{\cos \theta} \cdot r_{*m}^{(1.5 - \sqrt{i})} \left( 1 - \alpha^2 \frac{r_{*cm}}{r_{*m}} \right) \\ &\times \left( 1 - \alpha \sqrt{\frac{r_{*cm}}{r_{*m}}} \right) \quad \dots\dots\dots (4.47) \end{aligned}$$

と書ける。これは、書き直せば、

$$\phi = \frac{12-24\sqrt{i}}{\cos \theta} \cdot \tau_{*m}^{(1.5-\sqrt{i})} (1-\alpha^2 \frac{\tau_{*cm}}{\tau_{*m}}) (1-\alpha \sqrt{\frac{\tau_{*cm}}{\tau_{*m}}}) \quad (4.48)$$

$$q_{Bi} = q_B \cdot f(di) \quad (4.49)$$

であり、粒径別流砂量は、平均粒径を用いて(4.48)式で総流砂量を求め、それに粒径の割合をかけるだけで求められる。

まず緩勾配の場合を考えることにして、近似的に $i=0$ とし、 $\alpha^2=0.85$ とすると、先の図-4.7の資料に対して図-4.9のようになり、(4.47)式はよく実験結果を説明している。ただし、 $\tau_{*cm}$ は第3章の議論のように $\sqrt{d_{84}/d_{16}}$ によって変化するが、ここでは $\tau_{*cm}=0.05$ を採用している。

つぎに急勾配の場合には、限界掃流力に対する勾配の影響が混合砂礫の場合にも一様砂礫と同様にあらわれるとする。図-4.10に、平均粒径 $6.40 \text{ mm}$ 、 $\sqrt{d_{84}/d_{16}}=3.45$ と、平均粒径 $7.6 \text{ mm}$ 、

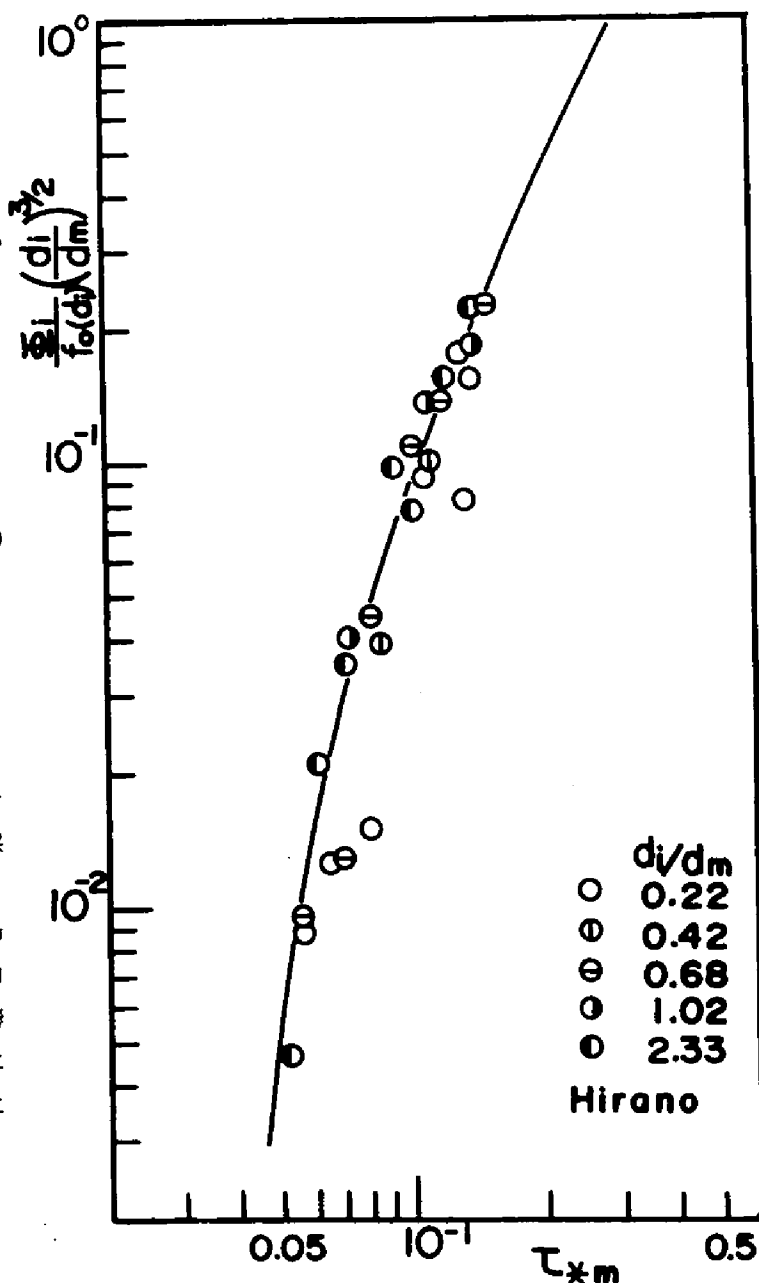


図-4.9 混合砂礫の掃流砂量と(4.47)式の比較

$$\sqrt{d_{84}/d_{16}} = 4.83$$

に対する著者の実験値と(4.48)式を示す。また、流砂の粒度分布と河床の粒度分布の例を、図-4.11に示す。ばらつきは大きいとその適合性はよく、議論が妥当であることを示している。

#### 第4節 混合砂礫の掃流砂量の時間的变化

混合砂礫の平均的な掃流砂量は、(4.48)式および(4.49)式で表わされる。ところが時々刻々の流砂量を測定したり、実験によって短時間の流砂量を求めたりすると、必ずしも(4.49)式で表わされるように流砂の粒度分布が河床砂のそれに等しいということではなく、周期的に粗くなったり、細かくなったりしているようである。そこで、

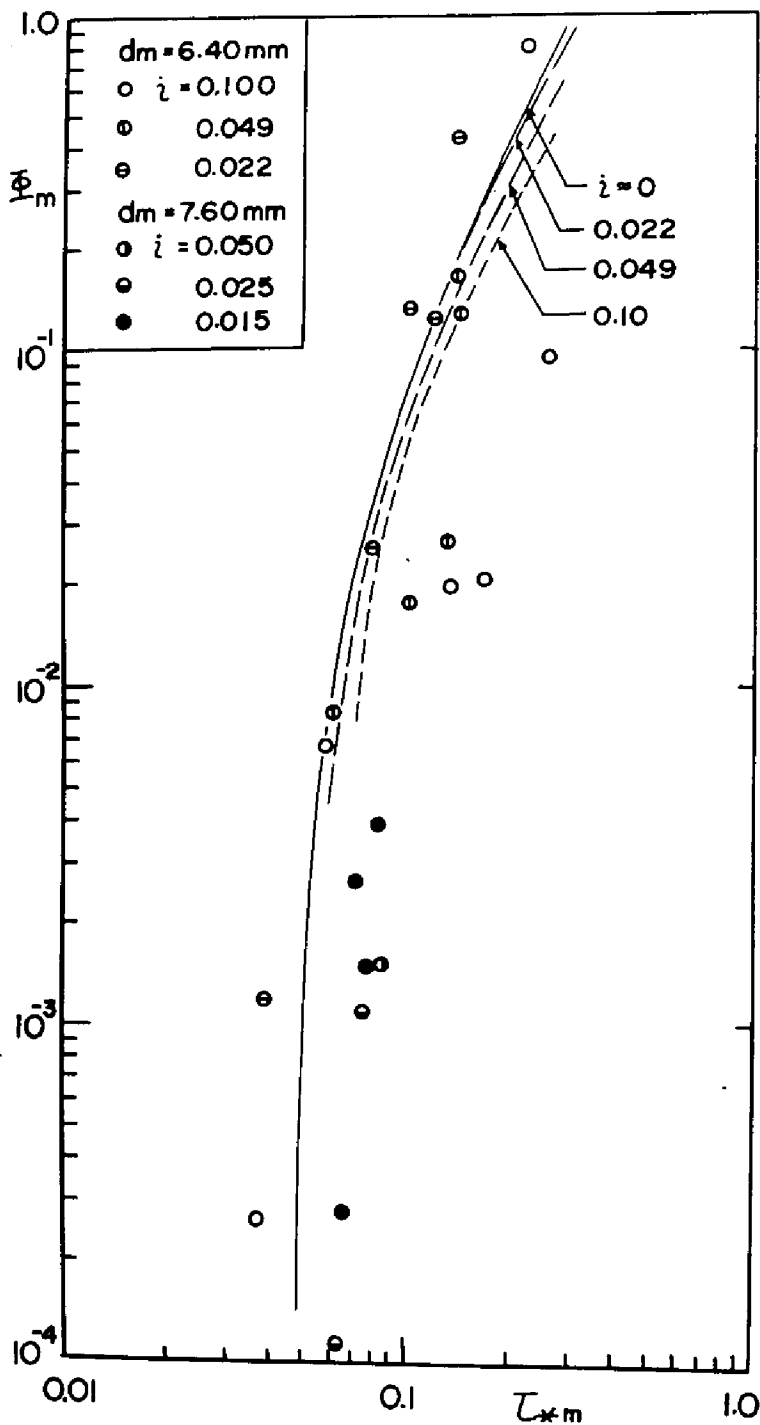


図-4.10 急勾配水路における混合砂礫の掃流砂量

図-4.12のような粒度分布を有する混合砂礫を用いて、混合砂礫の掃流砂量についてさらに検討する。

まず、通水初期に流砂が粗粒化することについて考察する。このような現象は砂粒の節分け現象と呼ばれており、たとえば木下<sup>11)</sup>は砂礫堆が形成された場合の流出砂について、「初期に粗粒(最大粒子)が掃流され、時間の経過とともにそれが減少し、かわってそのつぎの粗大なる粒子が流出してくる。」と述べている。図-4.13および図-4.14は、

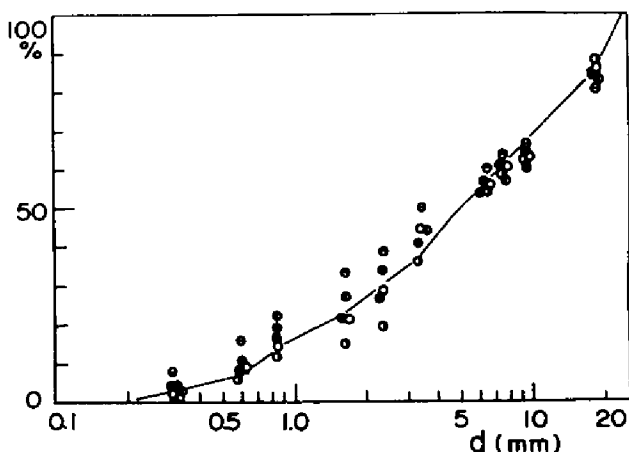


図-4.11 河床砂と流砂の粒度分布

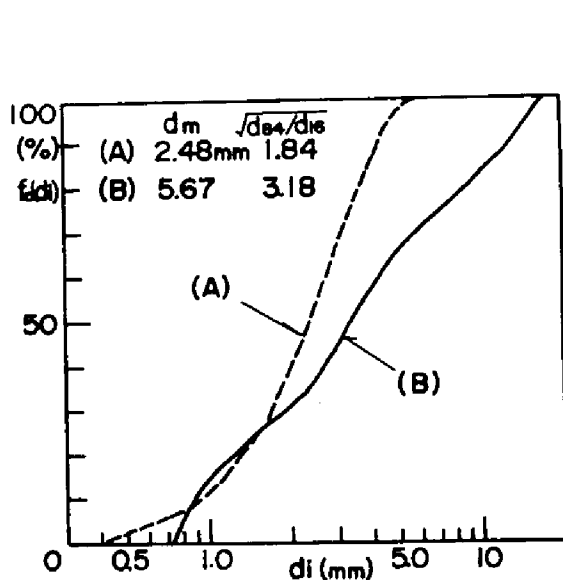


図-4.12 実験砂の粒度分布

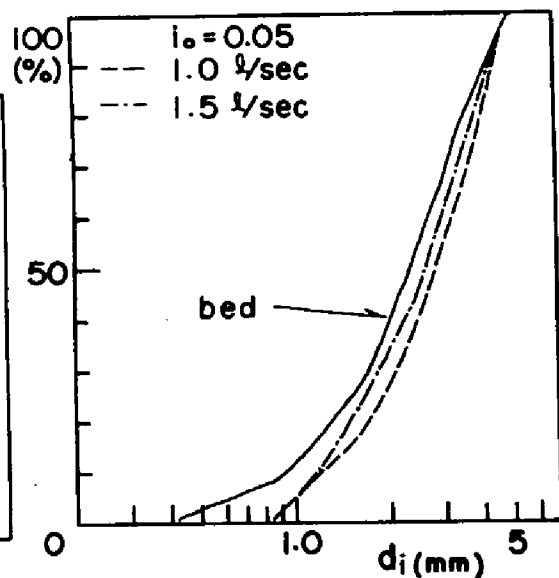


図-4.13 通水初期の粒度分布

図-4.12 (A)について、通水初期に流砂が粗粒化する場合の掃流砂量の粒度分布および流砂量を示したものである。なお、本実験は幅20cmの水路で行なった。これらより、大きい粒子は河床に存在する割合とほぼ等しい割合で流出するが、小さい粒子はほとんど流出しないことがわかる。このように、初期に粗粒分が流出し細粒分が流出しない理由としては、各粒径の移動速度の差が考えられる。そこで、図-4.12の(B)に示す最大粒径1.6mm、最小粒径0.74mmの混合砂礫を用い、砂礫の流送状態を側方より観察した。上の混合砂礫を粒径毎に一部着色し、幅20cm、



厚さ 9 cm, 長さ 6.7 m  
に敷き, 勾配を 0.02~  
0.15 の間で変化させて  
砂粒の運動を撮影, 解  
析した。ただし給砂は  
ない。本実験の観察結  
果をまとめると次のよ  
うになる。

①移動粒子の頂点の  
高さは掃流力の特に大  
きくない場合には, 河  
床からその粒径だけは  
なれたところにあり,  
平均粒径オーダーの凹  
凸のある固定床上を砂  
礫が移動するのと同じ  
と見てよい。

②移動している粒子  
の速さは粒径に無関係  
にほぼ等しくなってい  
る。

③最大粒径が移動す  
る状態では小粒径粒子  
は下方に転落し, より  
大きな粒子によって遮  
へいされるようになる。  
側面から観察している

と, 通水初期には移動

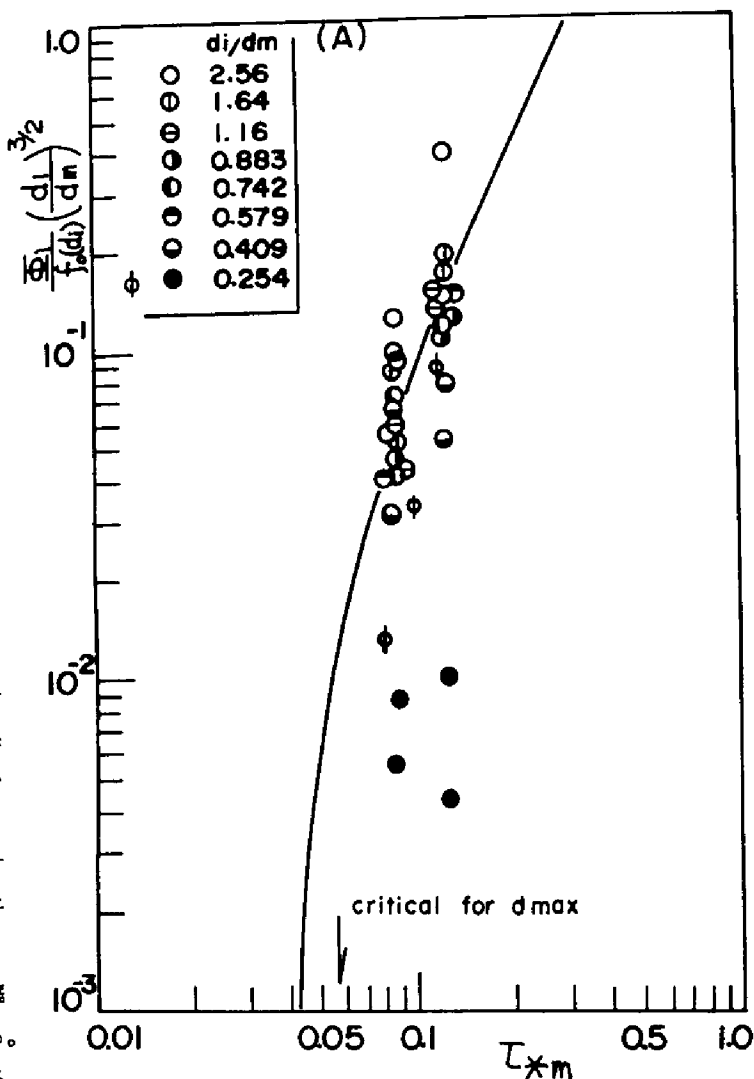


図-4.14 通水初期の流砂量

している小粒径粒子はほとんど見られず, 移動してもすぐ河床のすきまに入ったり, 河床面の砂  
礫の後流域にとらえられたりして非常に移動しにくい状態にあることがわかる。

④掃流力および勾配が増すと, (本実験では  $\tau_* > 0.1$ ,  $\tau_* m > 0.33$ ) 粒子は独立に移動する  
というよりは, 移動する大粒径の間を中程度の粒径が埋める形で移動するようになり, 上述の移  
動粒子の粗粒化が非常に顕著になる。

このような, 混合砂礫中で小粒径粒子が下方へ転落する現象は大同<sup>12)</sup>によって土石流を対象  
として研究されているが, 掃流砂においても生じることがわかった。この現象は粒度分布が広く

なると顕著になると考えられる。

以上の観察により、移動粒子の粗粒化は、小粒径粒子を大粒径粒子が遮へいするためであることがわかった。そこでこの遮へい効果を(4.48)式中の $\alpha^2 r \cdot \text{cm}$ の項で評価することにし、図-4.14よりこれを求め $r_{ci}$ として、図-4.15に示す。これより、 $d_i/d_m < 0.4$ でEgiazaroff式と同様、小粒径はど移動しにくい傾向を示している。この篩分け現象によって流砂および河床砂の粒度分布は時々刻々変化することになるが、ある程度以上の時間平均をとれば河床砂と流砂の粒度分布は一致する。しかし、河床変動の速さは平均的に計算するものとは異なることになる。粒径別流砂量の一例を図-4.16に示す。

以上は、主に最大粒径を含む全粒径が移動する場合であるが、次に、移動しない大きい粒子が存在し、ある粒径以下の粒子が移動するような場合を考える。このような場合でも流砂が平衡状態にあれば(4.47)式が適用できる。これは、先の図-4.9にそのような資料を含むことから言える。しかし、移動しない粒子の割合が増してくると、遮へい効果の現ることも考えられる。ここでは、移動しない粒子の割合を0%, 5%, 10%(重量パーセント)と変化させ、粒径別流砂量の変化を調べ

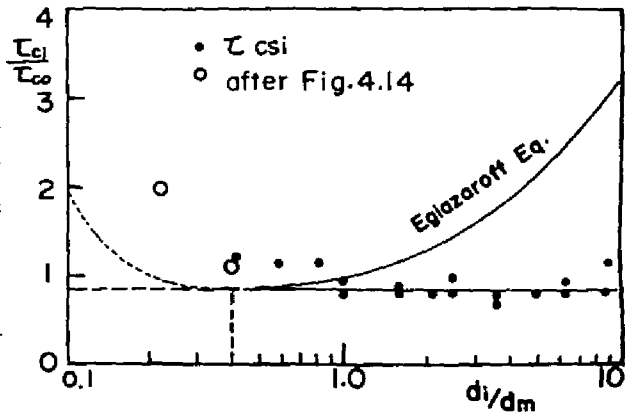


図-4.15 図-4.14より求めた限界掃流力

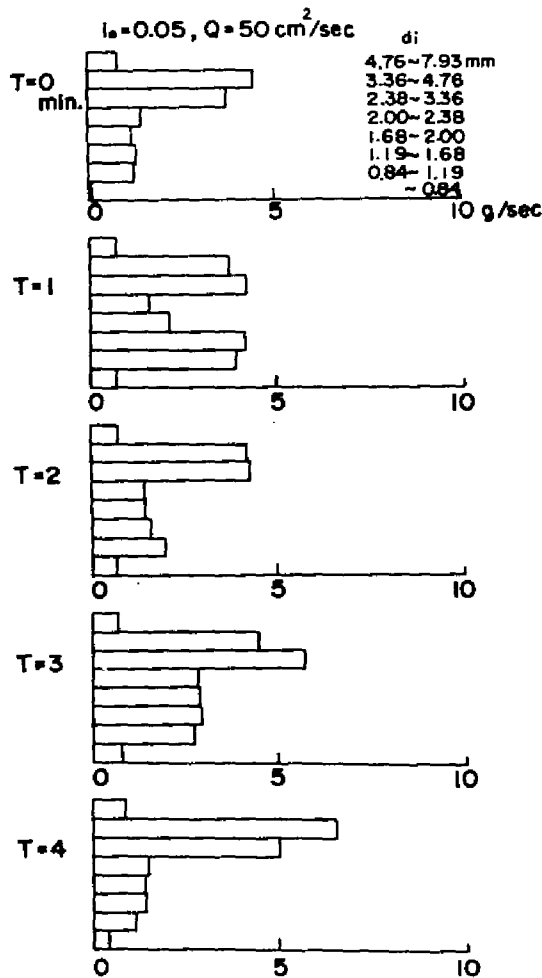


図-4.16 粒径別流砂量の時間的变化

た。(図-4.17)図-

4.17ではデータ数が限られていて断定はむづかしいが、移動しない粒子の割合が5%では0%の場合と同様であるが、10%になると流砂量がかなり小さくなっている。これより、山地河川の河床によく見られる大きな礫は単に粗度として作用するだけでなく、その割合が増すと遮へい効果をもつ可能性のあることがわかる。

つぎに、移動しない粒子が存在する、すなわち掃流力が最大粒径の移動限界掃流力よりも小さい状態で、上流よりの給砂が無い場合または少ない場合には、河床は時間とともに粗粒化しいわゆるアーマーコートが形成される。このように流砂が平衡していない場合にはもはや(4.47)式は適用できない。ただし有限の河道においてアーマーコートが上流より長時間に渡って進行する場合、下流端では流砂は平衡状態に近くなり(4.47)式が適用できる。しかしその場合、最大粒径については(4.47)式はあてはまらない。アーマーコートの形成される掃流力の

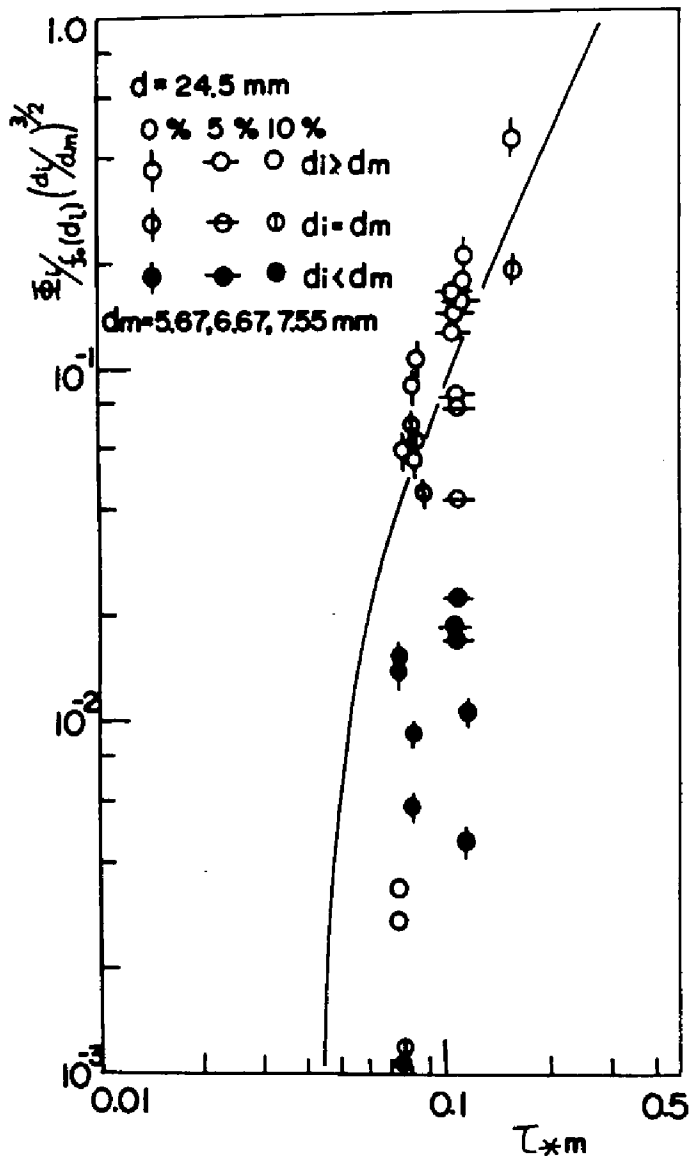
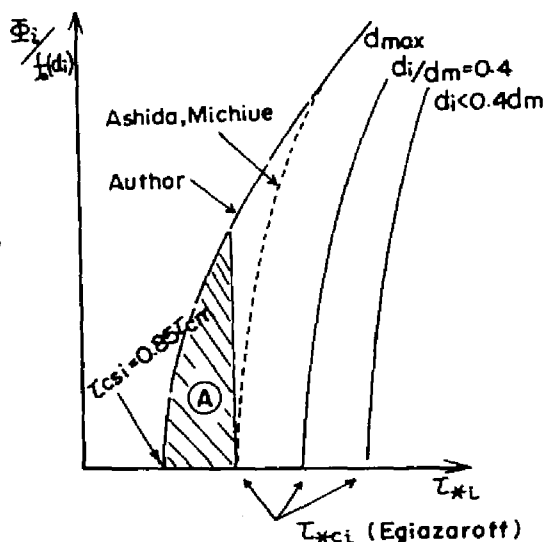


図-4.17 移動しない粒子の遮へい効果

領域を模式的に示すと、図-4.18の①の領域であり、最大粒径の移動限界と停止限界の間である。以上の考察より、芦田、道上<sup>5)</sup>や平野<sup>6)</sup>が(4.13)式またはそれに類似した式でアーマーコート形成を追跡しているのは便宜的であり、アーマーコート形成が平均粒径程度よりも小粒径による現象であるために問題が生じなかったものと考えられる。



## 第5節 結 語

図-4.18 アーマーコート形成領域の概念図

本章では、掃流砂量について一様砂礫と混合砂礫および急勾配の場合に対して考察した。

まず、第1節で従来の流砂量式の中から代表的なものをあげ説明を加えた。そして、山地河川に適用できる流砂量式としては、勾配が急であることおよび河床材料の粒度分布が広いことが考慮される必要があり、そのような式はいまだ提案されていないことを示した。

第2節では、Bagnoldのモデルを基礎として、一様砂礫平坦河床に対する新しい流砂量式を誘導し、従来の資料とよく適合することがわかった。また、第2章および第3章の抵抗則および限界掃流力の結果を用いて、急勾配の掃流砂量式を提案し、著者の実験値と比較したところよく一致した。

第3節では、混合砂礫の掃流砂量式について考察した。まず、砂礫の停止限界掃流力の実験を行ない、これが粒径に無関係に一定値をとることがわかった。この結果と理論的考察とにより、限界掃流力を一定とした新しい平衡状態に対する混合砂礫の掃流砂量式を提案した。この式は、従来の粒径別流砂量式よりもよく実験値を説明する。また、急勾配の場合の式を提案し、著者の実験値と比較しほぼ満足できる適合をみた。

第4節では、混合砂礫の流砂量をさらに詳しく検討し、移動中の小粒径粒子が大きい粒子によって遮へいされ、それは通水初期の流砂の粗粒化として顕著に現れることを明らかにした。また、この遮へい効果を流砂量式中の限界掃流力で評価すると、Egiazaroff式と同様  $d_i/d_m < 0.4$  では粒径の小さいほど限界掃流力が大きくなるという結果を得た。次に移動しない大きな粒子の掃流砂量に対する影響を調べ、移動しない割合が増えると、遮へい効果が現れ流砂量が小さくなることがわかった。最後にアーマーコートの形成についても説明を加えた。

以上、定数の検討などに問題は残っているが、急勾配および混合砂礫床で特徴づけられる山地河川に適用できる新しい掃流砂量式が求められた。

## 参 考 文 献

- 1) Einstein, H. A. : The Bed-Load Function for Sediment Transport, IAHR, Stockholm, 1948.
- 2) Kalinske, A. A. : Movement of Sediment as Bed Load in Rivers, Trans. A. G. U. Vol. 28, No. 4, 1947, pp. 615-620.
- 3) Meyer-Peter, Müller : Formulas for Bed Load Transport, IAHR, Stockholm, 1948.
- 4) 芦田和男, 道上正規 : 移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究, 土木学会論文集, 第206号, 1972年10月, pp. 59-69.
- 5) 芦田和男, 道上正規 : 混合砂れきの流砂量と河床変動に関する研究, 京大防災研究所年報第14号B, 1971.
- 6) 平野宗夫 : Armoringをともし河床低下について, 土木学会論文集, 第195号, 1971年11月.
- 7) 浅田 宏 : 山地河川の流砂に関する2, 3の考察, 新砂防89, 昭48年11月.
- 8) 土木学会水理委員会移動床流れの抵抗と河床形状研究小委員会, 移動床流れにおける河床形態と粗度, 土木学会論文集, 第210号, 1973.
- 9) Bagnold, R. A. : The Flow of Cohesionless Grains in Fluids, Philosophical Trans. Royal Soci. of London, Vol. 249, 1957.
- 10) Paintal, A. S. : A Stochastic Model of Bed Load Transport, Jour. of Hydranlic Research, 9, No. 4, 1971, pp. 527-554.
- 11) 木下良作 : 石狩川河道変遷調査(参考編), 科学技術庁資源局資料, 第36号, 昭27年12月, pp. 121-123.
- 12) 大同淳之 : 水を伴う砂れき流れのふろい分け現象, 第30回土木学会年講, 1975, 1-157.

## 第5章 砂防計画への適用

### 第1節 概 説

本章では、前章までに述べた山地河川の流路形態、流れの抵抗則、限界掃流力及び、掃流砂量に関する研究結果を砂防計画に適用する問題について考察する。

砂防計画とは、理想的には、上流水源部の土砂生産に始まり海岸侵食に至る流域のあらゆる場における土砂の挙動を総合的に取り扱うことである。しかし、上流よりの土砂供給量についてみても、崩壊、土石流など確率的な現象を含み、またそのような現象による土砂生産が量的に多いことなど、計画を立てる上での確な予測が困難な問題が多い。さらに、流域内における土砂収支の予測を行なうには、多くの問題を解決して行かなければならない。したがって水系一貫の砂防計画は理想ではあるが、現状では非常に困難と云わざるをえない。

しかし、水系内の部分的な計画であっても、本論文で議論したような基礎的な知識を用いた、より合理的な砂防方策の確立をめざすことは、重要である。

河道の有限区間において、ダムによって上流からの土砂供給が無くなる場合の河床変動は、水理学的に考えられる代表的な例である。このような場合に対する従来の研究は、河床低下及び、アーマールコート<sup>1)</sup>の形成が考察の対象になっていた。一方砂防では、扇状地において流路を固定する為に、流路工を計画する場合が多い。特に最近は、もと1~2 m幅の小川であったところに土石流が発生し、その後の復旧工事として流路工を施工することが多い。そのような場合には、まずどのような幅にするべきか、次に計画洪水を安全に流下させるにはどの程度の工事をする必要があるかが問題となる。このような問題には、本研究を適用して考察することができる。

また比較的平坦な砂質裸地斜面からの土砂流出を考えることもできる。裸地斜面からの土砂流出は、ガリーのパターンが判らないと求めることはできない。しかし、斜面下流端では、比較的安定したガリーが形成され、年々あまり変化しない。そのような場で斜面の材料、勾配及び、雨量の資料が与えられると、適当な流出解析によって、流量が決まり、流路の幅、水深が本研究の成果を適用して求まる。勾配があまり変化せず、移動可能な土砂が十分あると仮定すれば、流出土砂量を計算することができる。

また砂防ダムの調節効果についても議論することができる。一般に土石流の堆砂勾配は $3^{\circ} \sim 5^{\circ}$ といわれており、この土砂がその後の洪水に対してどのような流路を形成して、どの程度流出するかを考察できる。

この様に砂防計画上の重要な部分について本研究は適用されるが、次節では、特に流路工計画への適用について考察する。

## 第2節 流路工計画への適用<sup>1)</sup>

流路工の施工目的や工法については、田畑、阿部<sup>2)</sup>によってまとめられているが、人によって考え方が異なっている。しかし、それらが多く施工されている場所は、上流山地からの活発な土砂礫の流送の結果、堆積した扇状地であって、そこは一水系全体としての土砂収支の面からみれば、土砂礫の貯留地域である。従って、扇状地内の流路は不安定であり、極度の河床低下や流路の変動は、貯留土砂の2次流出を意味し、下流河川に悪影響を及ぼす。また山間部にあっては、扇状地はほとんど唯一の生活の場であって、流路変動や氾濫は、生活の場の喪失を意味するだけでなく、このような場では、加害力は莫大な瞬間的破壊力を持っていて、しばしば人命の損失を伴う災害をもたらす。このような扇状地での防災手段は、まず上流からの土石流のような急激な流出、氾濫を防止するのが第一であり、次いで流路を固定して侵食を防止するとともに、洪水を安全に疎通するものでなければならない。従って、十分な機能を発揮させる為には、あらかじめ上流部からの有害な土砂流出を防止する工法が施工されていることが、前提条件となる。河川砂防技術基準では、計画条件として、「流路工計画区域の上流端には、原則として、貯砂ダムが必要である。」「流路工の計画に考慮する洪水流は、すでに砂防工事が完成しているものとしているので、土砂含有率の減少した洪水流を対象としなければならない。」としている。

このように上流からの流出土砂を流下させながら、また流路の変動をくり返しながらも、ほぼ平衡していた流路への給砂を、停止すれば、流路は新しい平衡状態への移行を開始する。しかし、あらかじめ新しい平衡状態を予測し、そのような流路を形成して給砂を停止すれば、侵食は生じずに、計画洪水を安全に流すことができる。流路工の機能設計の目的は、上流端及び、下流端の標高が与えられ、施工区間長も、与えられているような限定された場で、このような安定かつ安全な流路を設計することにある。

### (1) 流路工の幅

流路工の幅は、計画洪水に対して容易に拡張しないような広さで、また、流路内で蛇行することのないような狭さでなければならない。そのような適当な断面幅を採用すれば、強固な護岸を施工する必要がなくなる。安定な流路断面については、第1章に述べたように、レジーム河川について、流路幅は流量の $1/2$ 乗に比例するような関係のあることが、指摘されている。このような関係は、図-1.6のように、河床材料及び、河床勾配のいかんにかかわらず、実験水路の小流量から、実際河川の大流量まで、非常に広い流量範囲で成立し、

$$B = 3.5 \sim 7 Q^{1/2} \quad (m - \text{sec 単位}) \cdots \cdots (1.4)$$

のように書けることがわかった。その理由は明らかではないが、もし水路幅をこれより大きく与えると、流路の分離がおり、乱流の原因となり、水路幅をこれより小さく与えると側岸侵食が起って、流路が拡張される。

ここで対象としているのは、流砂のない場合であるが、一般の掃流、浮遊程度の流砂濃度では、

流砂の有無は水流に対する抵抗に大きい影響を及ぼさないで、(1.4)式を満足するような水路幅を取っておけば、流砂のない場合にも側方侵食に対して、十分安定であるものと考えられる。従って、流路工の設計に対しても、(1.4)式で与えられるような水路幅が考慮すべき最大値ということになる。

一方、田畑及び阿部<sup>2), 3)</sup>は、各地の砂防ダムについて、流域面積と、計画洪水流量に対する比流量の関係、さらに、実際に施工されている多くの流路工の幅と、流域面積の関係を示している。ここでは、先の関係を流路工に対する比流量と、流域面積の関係でもありとみなして、これらの関係を計画洪水流量と、流路幅の関係を整理しなおし(1.4)式と比較すると図-5.1のようになる。なお、

図-5.1には、建設省の河川砂防技術基準に示されている計画洪水流量と流路幅の標準値も示してある。図から明らかなように、 $2,000\text{ m}^3/\text{sec}$ 以上というような大流量に対しては、(1.4)式と実際の河幅とが、よく一致しているが、小流量ほど(1.4)式に比べて河幅が狭くなっている。流路工に、このような狭い流路幅が採用されている理由としては、自然河川の流路の幅を決定

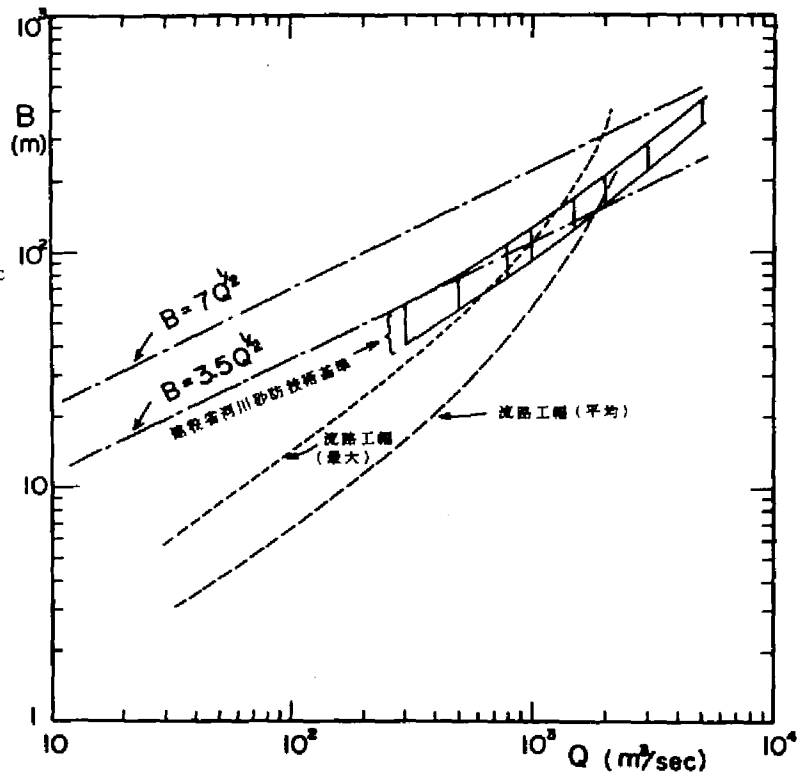


図-5.1 河幅と洪水流量の関係

する、いわゆる支配流量は、ほぼ1.5年確率洪水程度であり、(Pickup,  $Q^4$ ) 計画洪水流量に対して(1.4)式で与えられるような流路幅をとれば、年に数回あるいは、数年に1回程度起る洪水に対しては過大であり、流路内での乱流の原因となりやすいことや、流路工が施工されるような場所は、本来土地が狭く、例えば(1.4)式で与えられるように、 $100\text{ m}^3/\text{sec}$ の計画洪水流量に対して、50 mもの流路幅をとることが實際上、不可能であることが、考えられる。

そこで実際には、(1.4)式で与えられるよりも狭い流路幅を採用し、計画洪水流量時の側岸侵食能力に対しては、強固な護岸で対応するという方策を取ることになるが、具体的な流路幅の



決定に際しては、施工後の維持の難易や、土地利用条件による制約などを考慮しなければならない。もちろん流路幅を狭めるほど、側岸侵食能力が増大し、護岸の強度を増加させなければならないし、後述するように安定勾配も小さくなるので、護岸根入れ深さを深くしなければならない。

## (2) 安定勾配

一般に、安定勾配というのは、どの断面においても流砂量が等しいというものであり、給砂量によって決まる。流路工計画のように上流からの給砂がないという条件下における安定な河床の縦断勾配の最大値は、河道の縦断方向のあらゆる点で、流砂が存在しないという、いわゆる静的平衡勾配である。与えられた河床材料に対する静的平衡勾配は、それらの粒径に対する限界掃流力の解析によって得られるが、特に、河床材料が一般の溪流のように、広い粒度範囲を持った混合粒径の場合には、90~95%粒径以下の粒径粒子が、河床から選択流出するような状態になると、河床の平均的な低下は僅かになり、河床表面が河床構成材料の比較的粗い粒子で覆われたような状態（アーマーコート）になって安定する。

急勾配で相対水深が小さい流れに対する均一粒径粒子で構成された河床の限界掃流力は、本研究で(3.26)式のように与えられる。混合粒径の限界掃流力については、Egiazaroffの(3.25)式がある。第3章において、(3.25)式は、相対水深の小さい場合や、粒径の分布範囲が広い場合には、多少の修正を加える必要のあることを述べたが、ここでは、(3.25)式の $r_{*cm}$ に(3.26)式を入れた関係式がそのまま適用できるとすると、

$$r_{*ci} = 0.04 \left\{ \frac{\log_{10} 19}{\log_{10} 19 \frac{d_i}{d_m}} \right\}^2 \times 10^{-1.76 I} \quad \dots\dots\dots (5.1)$$

が得られる。

アーマーコートの形成は、 $d_i = d_{90}$  の砂礫が移動しなくなって後始まるとすれば、(5.1)式からそれに対応する限界掃流力  $r_{*c90}$  が求められる。

一方、相対水深の小さい、急勾配流れにおける流水に対する Darcy - Weisbach の摩擦抵抗係数  $f$  は、次元解析によって  $d/h$  と  $U_*^2/gd$  の関数であることがわかり、その関数関係は、図2.6のように求められた。これらを用いて以下に所定の流量と流路幅に対する静的平衡勾配を求める手法を示そう。

まず、適当に勾配 ( $I$ ) を仮定し、与えられた河床材料の粒度分布から  $d_{90}$  及び  $d_m$  を求めて、(5.1)式から  $r_{*c90}$  を計算する。次に、この  $r_{*c90}$  を、式

$$r_{*c90} = U_*^2 c_{90} / (\sigma/\rho - 1) \quad gd_{90} \quad \dots\dots\dots (5.2)$$

に入れて、 $U_*^2 c_{90} / gd_{90}$  を求め、

$$U_*^2 c_{90} / gd_m = (U_*^2 c_{90} / gd_{90}) (d_{90}/d_m) \quad \dots\dots\dots (5.3)$$

から  $U_*^2 c_{90} / g d_m$  の値を求めて、これを  $U_*^2 / g d_m$  と読みかえて、その値を示す曲線を図-2.6の曲線群から求める。一方、図-2.6には、仮定した  $I$  を示す曲線も示されているから、両曲線の交点が求められる。この交点の  $d_m/h$  座標及び  $f$  座標を読みとり、その  $h$  及び  $f$  を用いて、

$$Q = h \sqrt{\frac{8}{f}} \sqrt{g h I} B \quad \dots \dots \dots (5.4)$$

によって流量を計算する。このようにして得られた  $Q$  が、所定の流量に等しくなければ、 $I$  を仮定し直して、等しくなるまで繰返し計算する。以上のようにして計算された平均勾配は、与えられた  $B$  及び  $Q$  によって変化し、元河床勾配とは無関係である。

ここで、事例として神通川水系砂防工事事務所管内の岩坪谷流路工計画をとりあげて、流路工の幅、安定勾配について検討する。

岩坪谷流路工は、既設の日影砂防ダムを貯砂ダムとし、それより下流、平湯川本川との合流点までの460 mに対して計画され、横侵食および河床低下の防止を目的としている。法線は道路等の制約条件によってほとんど必然的に決定され、流路工の幅も土地利用等の条件によって上流部10 m、下流部15 mとなる。総落差は42 mで現在の平均河床勾配は、0.0913である。河床材料の粒度分布は図-5.2

で、平均粒径 ( $d_m$ ) 5.7 cm、90%粒径 ( $d_{90}$ ) 16.2 cmである。問題は計画洪水流量であるが、岩坪谷の場合150年確率雨量をもとに215  $m^3/sec$  である。

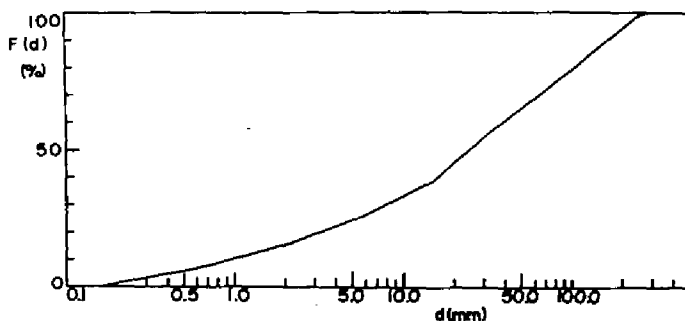


図-5.2 岩坪谷の粒度分布

これらの情報より、静的安定勾配を求めることにする。

ただし簡単の為に流路断面を矩形とし、法線の湾曲による影響はないものとする。なお、流路工幅 ( $B_0$ ) は、10 mおよび15 mとして計算する。(5.1)式で、 $d_{90}/d_m = 2.84$  とすれば、 $I \approx 0$  の場合  $r_* c_{90} = 0.0218$  となり、勾配  $I$  の時の  $r_* c_{90}$  は、 $r_* c_{90} = 0.0218 \times 10^{1.76 I}$  となる。たとえば、 $I = 0.10$  では、 $r_* c_{90} = 0.0327$  である。(5.2)式より、

$$\frac{U_*^2 c_{90}}{g d_{90}} = r_* c_{90} \left( \frac{\sigma}{\rho} - 1 \right) = 0.0349 \times 10^{1.76 I}$$

となる。ここで、 $\sigma/\rho = 2.60$  としている。また(1.4)式より、単位幅流量を  $q \text{ } m^3/sec/m$  とすると、

$$B = (12.3 \sim 49) Q/B = (12.3 \sim 49) q \quad (m)$$

となり、単位幅流量より流路幅  $B$  を求めることができる。この  $B$  が流路工幅  $B_0$  より小さい時には、この  $B$  を、また  $B > B_0$  の時には、 $B_0$  を(5.4)式に代入して流量  $Q \text{ } (m^3/sec)$  を求める。

以上の計算結果は、表-5.1および図-5.3のようになる。これより、洪水継続時間が河床変

表-5.1 安定勾配の計算例

I	0.1	0.05	0.025	0.0125	0.005	0.0025	0.001
$r \cdot c_{90}$	0.0327	0.0267	0.0241	0.0229	0.0222	0.0220	0.0219
$U^2 \cdot c_{90} / g d_{90}$	0.0523	0.0427	0.0386	0.0367	0.0356	0.0352	0.0350
$U^2 \cdot c_{90}$	0.0831	0.0678	0.0613	0.0583	0.0565	0.0559	0.0556
$U_* (m/sec)$	0.288	0.260	0.248	0.241	0.238	0.216	0.236
$h (m)$	0.0848	0.138	0.250	0.476	1.15	2.28	5.67
$U^2 \cdot c_{90} / g d_m$	0.149	0.121	0.110	0.104	0.101	0.100	0.0994
$d_m / h$	0.672	0.413	0.228	0.120	0.0496	0.0250	0.0101
$f$	0.30	0.19	0.10	0.057	0.041	0.032	0.025
$U_o / U_*$	5.16	6.49	8.94	11.8	14.0	15.7	18.0
$U_o (m/sec)$	1.49	1.69	2.22	2.84	3.33	3.71	4.25
$q = h U_o$	0.126	0.233	0.555	1.35	3.83	8.49	24.1
$B (m)$	$1.23q$	1.55	2.87	6.83	16.6	47.1	104.4
	$49q$	6.17	11.4	27.2	66.2	187.7	416.0
$Q (m^3/sec)$	0.195	0.669	3.79	22.4	180.4	886.4	7143.2
	0.777	2.66	15.1	89.4	718.9	3531.8	28460
$Q (B=10m)$	—	—	5.55	13.5	38.3	84.9	241.0
$Q (B=15m)$	—	—	8.33	20.3	57.5	127.4	361.5

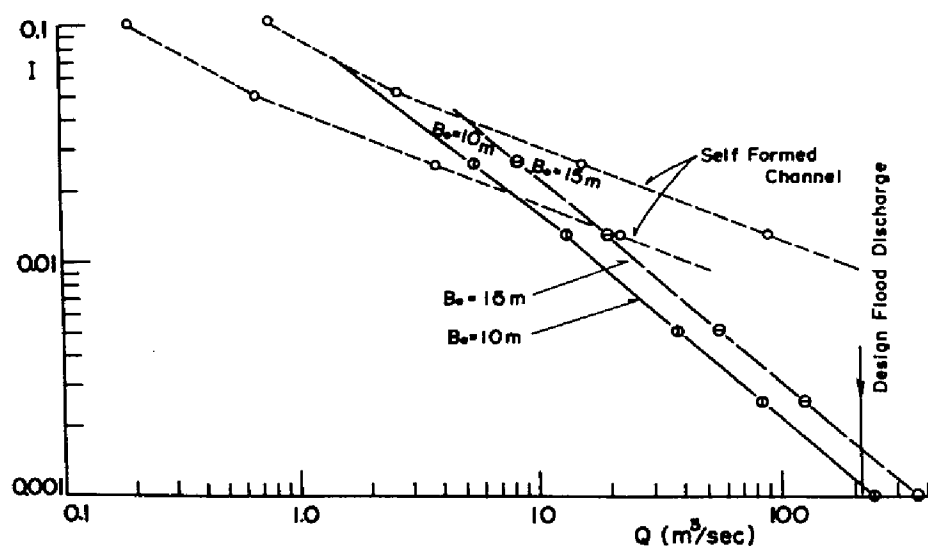


図-5.3 流量と安定勾配との関係

動に対して十分長ければ、計画洪水流量  $215 \text{ m}^3/\text{sec}$  に対しては流路工の幅を  $15 \text{ m}$  としても安定勾配は  $0.0016$  という非常にゆるい勾配となり、これは高さにして  $0.74 \text{ m}$  であるので、残りの  $41.26 \text{ m}$  を落差工等によって受け持たせる必要のあることがわかる。また図-5.3は、流路工の幅が  $15 \text{ m}$  の場合、流量が  $6 \sim 17 \text{ m}^3/\text{sec}$  になるまで流路は蛇行することを示している。ここで、流路工の計画幅  $10 \text{ m}$  はほぼ現在の流路断面に対応するものであり、その流路幅に対応する流量  $2 \sim 8 \text{ m}^3/\text{sec}$  が横断形に対する支配流量ということができよう。またこれは、先の議論に従えば、 $1 \sim 1.5$  年確率洪水流量に対応するものと考えられる。

### (3) 人工粗度河床

流路工施工区間長  $L$ 、総落差  $H$  の流路について静的平衡勾配  $I$  が上述の方法で求まると、総落差と静的平衡勾配による落差  $IL$  との差  $(H - IL)$  は、落差工によって対応させなければならない。しかしこの差が大きくなると、減勢工に要する流路長が長くなり、砂礫床の距離が短くなってくる。そうすると、落差工をやめて、河床面をコンクリートで被覆する方が経済的になってくる。一般に三面張りの水路では流速がどうしても速くなりながら、合流部の処理を考慮することが必要となる場合もでてくる。そこで、固定床に粗度をつけて流速を減少させることが考えられる。河床を横断する棧型の粗度を設置した場合の抵抗係数については、すでに多数の実験によってその特性が明らかとなっているので、<sup>5)</sup> ここでは自然石を河床に埋込んで人工粗度とする場合を考える。

粒径の  $2/3$  を埋め込んだ場合について、粗度密度  $Nd^2 = 0.951$ 、 $0.666$  および  $0.333$  の3種類に対して実験を行なった。その結果は図-5.4のようになり、

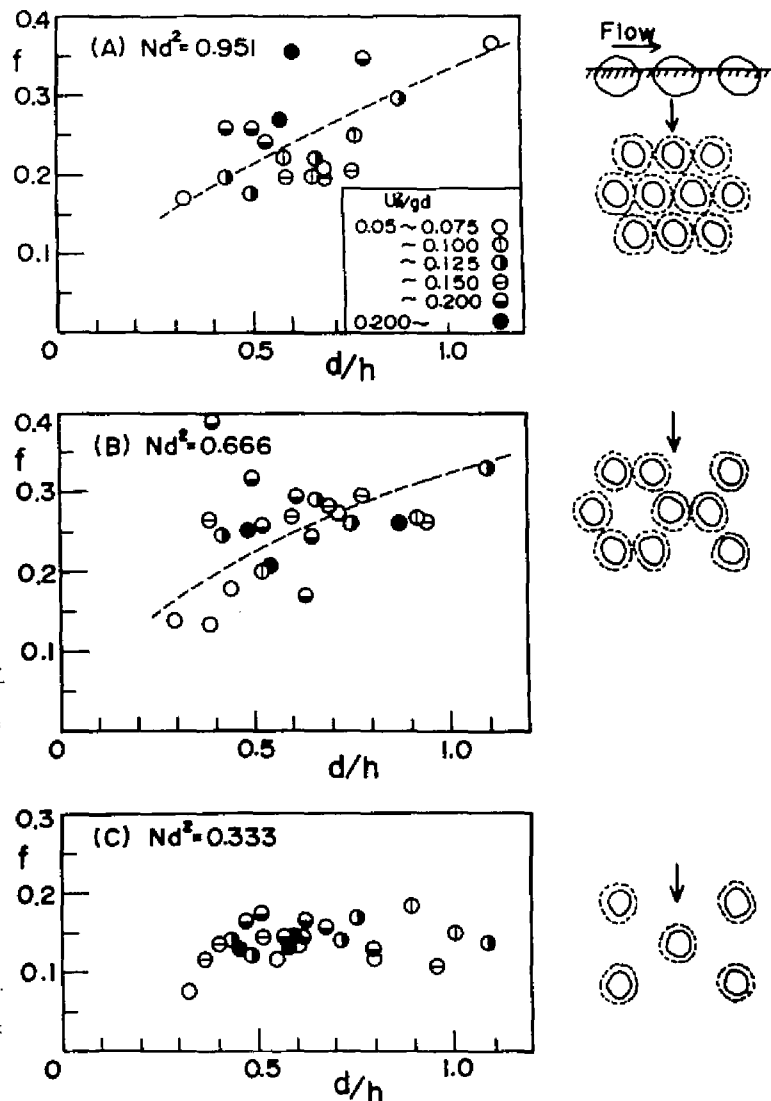


図-5.4 粗度の配列による抵抗係数の変化

この場合  $U_*^2/gd$  は重要な要素とはなっていないことがわかる。なお、粗度の配置の状況は図中に示すとおりであり、この実験の場合には (B) に示す配列が最も大きな抵抗係数を与えている。

ここで再び前述の岩坪谷流路工計画について考える。安定勾配の解析の結果、落差のほとんどを落差工で受け持つ必要があることがわかった。ところが小さな落差工を多数連ねると、ほとんど砂礫床の部分なくなってしまう。そこで、落差を一ヶ所に集中して、大きな落差工を設けることが考えられる。しかし、落下水が計画洪水流量に対して安定な跳水をおこすためには、非常に大きな副ダムや水叩きが必要となる。また、周辺が温泉地であるため最近問題となっている落下水の騒音問題<sup>6)</sup>も生じる可能性がある。結局大規模な構造物をつくるよりは、三面張りにするほうが経済的ということになる。その際、河床が急勾配であるので流速が速く、本川合流点での洗掘および湾曲部における衝撃波と、外湾の水位上昇が問題となる。そこで、ここで述べたような人工粗度を河床に施工するのがよい。

### 第 3 節 結 語

以上、本章では本研究成果を砂防計画へ適用する可能性について論じ、とくに流路工計画への適用法について、流路工の幅、安定勾配の求め方について述べた。その具体例として神通川水系岩坪谷流路工計画をとりあげ、実際に安定勾配を計算した。最後に自然砂礫を人工粗度として用いた場合の抵抗について実験を行ない、その結果を示した。

本論文の結果はまた、斜面侵食量の予測、山地溪流における河床変動計算とくに砂防ダムの調節効果の議論に対しても有用であろう。

### 参 考 文 献

- 1) 芦田和男, 高橋 保, 水山高久: 流路工計画に関する水理学的研究, 新砂防 97, 昭 50 年: 11 月, pp. 9—16.
- 2) 田畑茂清, 阿部宗平: 流路工に関する研究 (1), 土木研究所資料 822 号, 昭 48 年 3 月.
- 3) 田畑茂清: 流路工に関する研究 (Ⅱ), 土木研究所資料 944 号, 昭 49 年 3 月.
- 4) Pickup, G.: Adjustment of Stream-channel Shape to hydrologic regime, Joun. of Hydrology, 30, 1976, pp. 365—375.
- 5) 石原藤次郎編: 水工水理学, 丸善, 1972, p. 245.
- 6) 吉岡良明ら: 砂防ダムの落下水による騒音の減少に関する模型実験, 昭和 51 年度砂防学会概要, pp. 72—73.

## 結 論

本研究では、砂防工学の分野で主として取扱う流砂現象、すなわち河床勾配が急で相対水深が小さく河床の粒度範囲の広い流れにおける流路形態、流水抵抗、限界掃流力、掃流砂量を明らかにすべく研究を進め、従来あまり明らかになっていなかった勾配の影響を明らかにし、山地河川に適用可能ないくつかの結果を得ることができた。以下に結果を要約する。

第1章では、河床勾配が $1/100 \sim 1/4$ という急勾配水路に現れる流路形態と流砂形態について実験を行ない、勾配および流量の平面上でその領域を区分して、それぞれの特徴を明らかにした。ついで、その領域の境界を決定する物理量について考察を加え、一般性のある方法を示したが、特に注目すべき結果として次のことがあげられる。すなわち、蛇行の形成限界の流路幅は勾配、材料に無関係に、流量の $10^{-6} \sim 10^5 \text{ m}^3/\text{sec}$ の範囲で流量の $1/2$ 乗に比例し、 $\text{m}$ 、 $\text{sec}$ 単位で $B = 3.5 \sim 7.0 Q^{1/2}$ の関係で与えられる。また流砂量について、平坦河床と砂礫堆の場合はほぼ等しく、蛇行では少し小さい。土石流の流砂量は蛇行のそれに近い。

固定床において流砂の縦筋について調べ、予想される縦渦の幅は水深に等しいことがわかった。また流速分布は流砂の有無でほとんど変化しない。急勾配では、土石流と掃流の中間的な流砂形態が現れ、砂堆の形成も見られる。これらの結果は山地河川の流砂現象を取り扱う上で非常に有用なものと考えられる。

第2章では、流れの抵抗則について、急勾配の流れでは相対水深と勾配、フルード数または $U_*^2/gd$ が現象を支配する重要なパラメーターとなることを示した。まず、粗度要素の大きな流れの流速分布を測定し、河床付近で一様になる傾向があるので、この流速分布を上層と下層に分けそれぞれ傾きの異なる対数流速分布式をあてはめることを提案し、係数を決定した。つぎに抵抗係数の値を実験的に求め、相対粗度および $U_*^2/gd$ の増加とともに急激に増加する関数関係が明らかにされた。この結果は、段落モデルで理論的に説明される。

移動床とくに平坦河床での抵抗係数は、固定床の場合と同様の傾向になる。

混合砂礫床の特性について調べ、その凹凸の程度が平均粒径によって決まり、各粒径粒子は平均的にはその粒径に比例した高さに存在することを明らかにした。結局、混合砂礫床上の流れの抵抗係数は粗度の代表量として平均粒径を用いれば、一様砂礫と同じ結果になる。

第3章では、砂礫の移動限界掃流力について述べた。まず、従来の研究について概説し、砂粒レイノルズ数との関数関係はほぼ判っているが、相対水深の小さい範囲では相対水深も影響することを述べ実験を行なってこれを明らかにした。

まず一様砂礫の研究から、勾配の効果を補正した Shields パラメーター  $\tau_{*sc}$  は完全粗面乱流領域において相対粗度  $d/h$  の関数となり、実験の結果  $\tau_{*sc}$  は  $d/h$  の増加とともに急激に増加することが明らかとなった。この限界掃流力の変化特性は、砂礫の釣合いの式と抵抗則から理論的に説明す

ることができた。

つぎに混合砂礫について、混合砂礫の平均粒径の限界掃流力は、それより大きな粒子に遮へいされる効果により一様砂のそれに比して増大する。その割合は $\sqrt{d^{84}/d_{16}}$ の増加とともに増加し、 $\sqrt{d^{84}/d_{16}} = 2.8$ 程度までの関係が実験的に明らかにされた。また、粒径別限界掃流力と平均粒径に対するその比は、 $d_i/d_m$ および $d/h$ の関数として与えられるが、 $d/h$ が小さい場合には Egiazaroff の関係で近似的に表され、 $d/h$ が大きくなるにつれて一様砂の関係に近づく。以上の結果より各粒径の限界掃流力を求めることができるが、粒径別の遮へい係数を仮定することにより、その関係を理論的に説明することができた。

第4章では掃流砂量について、まずいくつか従来の流砂量式を説明し、つぎに Bagnold のモデルをもとに平坦河床における掃流砂量式を導いた。この式の適合性を Gilbert 他の資料によって検討し、よく適合することがわかった。つぎに勾配の修正を加え、著者の資料と比較し、勾配の増加とともに掃流砂量の減少する傾向が説明された。

また混合砂礫について、まず混合砂礫の停止限界掃流力が粒径に無関係にほぼ一定値をとることを実験によって確めた。つぎに流砂が平衡している場合には、掃流砂量式中の限界掃流力は粒径に無関係に一定値をとるべきであり、その値は移動限界よりもむしろ停止限界掃流力に近いはずであると考え、限界掃流力が平均粒径の移動限界掃流力の 0.85 倍の一定値となる新しい混合砂礫の掃流砂量式を提案した。この式は、従来の実験値をたいへんよく説明し、また急勾配水路に対しても一様砂礫と同様の修正を行なうては満足すべき結果を得た。しかし、さらに詳しくみれば粒度分布の広い混合砂礫床で最大粒径も移動するような場合には、小さい粒径は大きい粒径によって遮へいされる。それゆえ、流砂量および粒度分布は時間的に変化することになる。

第5章では、第4章までで得られた知見を従来経験的に行なわれることの多かった砂防計画、とくにここでは流路工計画に適用する方法を示した。また具体例として、岩坪谷流路工計画をとりあげ、安定勾配を求めた。

以上、流路形態と掃流砂について実験的および理論的に考察を加え、勾配および相対粗度の影響についてはいくつかの新しい知見を得ることができた。また掃流砂量については、一様砂礫および混合砂礫に対して新しい式を提案することができた。これらの成果は、土砂水理学とくに砂防工学の進展に寄与するものと信ずる。

最後に、本研究を進めるにあたり終始御指導頂いた京都大学教授武居有恒先生、京都大学防災研究所教授芦田和男先生、助教授高橋保先生に深く感謝するとともに、暖かい御激励と御配慮を頂いた京都大学防災研究所教授角屋睦先生、京都大学名誉教授遠藤隆一先生にも謝意を表します。また、実験その他に御協力、御助言頂いた京都大学防災研究所技官吉田義則氏、京都大学防災研究所砂防部門および宇治川水理実験所の各位にもお礼を申し上げます。